



António Ricardo Morais de Pinho Pica

Licenciado em Engenharia Civil

**Estabilidade global em condições não
drenadas de escavações ancoradas
através do método de Broms**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil (Estruturas e Geotecnia)

Orientador: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra,
Professor Associado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana

Arguente: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo

Vogal: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Maio de 2018

Análise da estabilidade global de escavações ancoradas em condições não drenadas

Copyright © António Ricardo Pica, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

O espaço limitado desta secção de agradecimentos, seguramente, não me permite agradecer, como devia, a todas as pessoas que, ao longo do meu Mestrado em Estruturas e Geotecnia na área da Engenharia Civil me ajudaram, direta ou indiretamente, a cumprir os meus objetivos e a realizar mais esta etapa da minha formação académica. Desta forma, deixo apenas algumas palavras, poucas, mas um sentido e profundo sentimento de reconhecido agradecimento.

Em primeiro lugar quero agradecer ao Prof. Dr. Nuno Guerra, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, ter acreditado em mim e nas minhas capacidades. Agradeço ainda o trato simples, correto e científico, com que sempre abordou as nossas reuniões de trabalho, sem nunca ter permitido que o desalento se instalasse, mesmo quando as coisas não corriam bem. Agradeço-lhe ainda o tema do trabalho, que sempre me aliciou, o que fez, a maioria das vezes, conseguir ultrapassar dificuldades surgidas.

Aos Meus Amigos e Colegas, pela partilha dos bons (e menos bons) momentos.

À Elena Carrasco, um agradecimento especial pelo apoio e carinho diários, pelas palavras doces e pela transmissão de confiança e de força, em todos os momentos. Por tudo, a minha enorme gratidão!

À minha família, em especial aos Meus Pais e ao Meu Irmão, um enorme obrigado por acreditarem sempre em mim e naquilo que faço e por todos os ensinamentos de vida. Espero que esta etapa, que agora termino, possa, de alguma forma, retribuir e compensar todo o carinho, apoio e dedicação que, constantemente, me oferecem. A eles, dedico todo este trabalho.

As limitações da mente humana nem sempre permitem a compreensão dos fenómenos que nos rodeiam de uma forma integrada. O procedimento natural dos engenheiros, dos cientistas e mesmo dos economistas, consiste na subdivisão dos sistemas nos seus componentes individuais, cujo comportamento é conhecido, para mais tarde reconstruir o sistema original, permitindo a sua interpretação (Zienkiewicz, 1977).

Resumo

Aplica-se o método de Broms à análise da estabilidade global de cortinas ancoradas, com dois níveis de ancoragens, realizadas em solos respondendo em condições não drenadas. O trabalho complementa o anteriormente realizado por Vilão (2017), introduzindo duas alterações: a consideração de resistência não drenada não nula à superfície do terreno, nos casos em que esta resistência é admitida linearmente crescente com a profundidade, e a consideração de sobrecarga uniformemente distribuída aplicada à superfície do terreno suportado. O método de Broms para esta situação é programado de forma adimensional usando o Matlab, e os cálculos são realizados na perspectiva de determinação do par de valores do comprimento dos dois níveis de ancoragens que asseguram a estabilidade global. Tal é aplicado a um caso de estudo e a uma análise paramétrica em que se estuda a influência da resistência não drenada à superfície do terreno e da sua evolução com a profundidade, da profundidade enterrada da cortina, da inclinação das ancoragens e da sobrecarga aplicada à superfície do terreno suportado

Palavras-chave: Estabilidade global, Método de Broms, Condições não drenadas, Sobrecarga distribuída

Abstract

The Broms method is applied to the analysis of the global stability of anchored curtains, with two levels of anchorages, performed in soils responding in undrained conditions. The work complements that previously performed by Vilão (2017), introducing two changes: the consideration of undrained conditions with strength not null at the soil surface, in cases where this strength is admitted linearly increasing with depth, and consideration of uniformly distributed overload applied to the surface of the supported soil. The Broms method for this situation is dimensionless programmed using Matlab, and the calculations are performed in the perspective of determining the pair of values of the length of the two levels of anchors that ensure global stability. This is applied to a case study and to a parametric analysis where is discussed the influence of the undrained strength to the surface of the soil and its evolution with depth, buried depth of the curtain, slope of the anchors and the overload applied to surface soil supported.

Keywords: Global stability, Broms method, Undrained conditions, Distributed overload

Índice

LISTA DE FIGURAS.....	XV
LISTA DE ACRÓNIMOS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	XVII
1.INTRODUÇÃO	1
2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. DIAGRAMAS DE TERZAGHI E PECK (1967)	3
2.3. CONDIÇÃO EMPÍRICA PARA A LOCALIZAÇÃO DA SELAGEM DE UMA ANCORAGEM	4
2.4. MÉTODO DE KRANZ	5
2.5. MÉTODO DE BROMS	6
2.6. PROGRAMA DE VILÃO (2017).....	7
3.METODOLOGIA.....	9
3.1. INTRODUÇÃO	9
3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA.....	9
3.3. CASO DE ESTUDO	10
3.4. MECANISMOS DE COLAPSO	11
3.5. FORMULAÇÃO DO MÉTODO DE BROMS.....	13
3.6. MECANISMO 1A	13
3.7. MECANISMO 2A	17
3.8. MECANISMO 1B	19
3.9. MECANISMO 2B	21
3.10. MECANISMO 3.....	22
4.CASO DE ESTUDO	27
4.1. INTRODUÇÃO	27
4.2. CASO DE ESTUDO INICIAL.....	27
4.3. CONSIDERAÇÃO DA SOBRECARGA Q_1 E Q_2 DE IGUAL VALOR.....	32
4.4. CONSIDERAÇÃO DA SOBRECARGA Q_1 E Q_2 DE DIFERENTE VALOR.....	33
4.5. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA À SUPERFÍCIE E VARIÁVEL EM PROFUNDIDADE	35
5.ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	37
5.1. INTRODUÇÃO	37
5.2. ORGANIZAÇÃO DOS RESULTADOS	38
5.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA COM A PROFUNDIDADE, COM SOBRECARGA NULA	38
5.4. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA COM A PROFUNDIDADE	39
5.5. INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE INCLINAÇÃO DAS ANCORAGENS	40
5.6. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA.....	41
5.7. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À SUPERFÍCIE.....	41
5.8. INFLUÊNCIA DA SOBRECARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA.....	42
6.CONSIDERAÇÕES FINAIS	45
6.1. CONCLUSÃO	45
6.2. DESENVOLVIMENTO DE TRABALHOS FUTUROS.....	46
BIBLIOGRAFIA.....	47

ANEXO A	49
ANEXO B.....	53
ANEXO C.....	58
ANEXO D	63
ANEXO E.....	68

Lista de Figuras

FIGURA 2.1. – Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck.....	4
FIGURA 2.2. – Regra empírica para definir o comprimento da ancoragem.....	5
FIGURA 2.3. – Equilíbrio da massa de solo e da cortina. O método de Kranz considera apenas o equilíbrio da massa de solo (à direita).....	6
FIGURA 2.4. – Equilíbrio da massa de solo em conjunto com a cortina pelo método de Broms....	7
FIGURA 3.1. – Forças envolvidas na estabilidade da cortina de contenção.....	10
FIGURA 3.2. – Geometria da cortina considerada no caso em estudo.....	11
FIGURA 3.3. – Diagrama de forças nas ancoragens considerado no caso em estudo.....	11
FIGURA 3.4. – Mecanismo 1A.....	12
FIGURA 3.5. – Mecanismo 1B.....	12
FIGURA 3.6. – Mecanismo 2A.....	12
FIGURA 3.7. – Mecanismo 2B.....	12
FIGURA 3.8. – Mecanismo 3.....	13
FIGURA 3.9. – Mecanismo 1A com as forças envolvidas.....	14
FIGURA 3.10. – Fendas de tração à profundidade z_0	14
FIGURA 3.11. – Variação das tensões com a profundidade, aplicadas na zona que na figura está representada a azul, desde a superfície à profundidade da primeira ancoragem.....	15
FIGURA 3.12. – Mecanismo 2A com as forças envolvidas.....	17
FIGURA 3.13. – Variação das tensões com a profundidade, aplicadas na zona que na figura está representada a azul, desde a superfície à profundidade da segunda ancoragem.....	18
FIGURA 3.14. – Mecanismo 1B com as forças envolvidas.....	20
FIGURA 3.15. – Mecanismo 2B com as forças envolvidas	21
FIGURA 3.16. – Mecanismo 3 com as forças envolvidas.....	22
FIGURA 3.17. – Forças em equilíbrio no mecanismo 3.....	22
FIGURA 3.18. – Variação das tensões com a profundidade, aplicadas na zona que na figura está representada a azul, desde a superfície à profundidade da primeira ancoragem.....	23

FIGURA 4.1. – Solo com resistência não drenada constante em profundidade, mecanismos responsáveis pelo colapso da cortina.....	28
FIGURA 4.2. – Solo com resistência não drenada constante em profundidade, resultados pontuais a partir do método de Broms.....	29
FIGURA 4.3. – Solo com resistência não drenada constante em profundidade, envolvente de colapso.....	30
FIGURA 4.4. – Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com diferentes resistências não drenadas.....	31
FIGURA 4.5. – Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada constante em profundidade, considerando ou não sobrecargas, $q_1 = 0,25$ e $q_2 = 0,25$	32
FIGURA 4.6. – Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada variável linearmente em profundidade, considerando ou não sobrecargas, $q_1 = 0$ e $q_2 = 0,25$	33
FIGURA 4.7. – Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada constante em profundidade, considerando diferentes níveis de sobrecargas.....	34
FIGURA 4.8. – Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada variável linearmente em profundidade, considerando diferentes níveis de sobrecargas.....	34
FIGURA 4.9. – Solos com resistência não drenada à superfície e variável linearmente em profundidade.....	36
FIGURA 5.1. – Influência do parâmetro $\frac{c_u}{\sigma'v}$, sem sobrecargas.....	38
FIGURA 5.2. – Influência do parâmetro $\frac{c_u}{\sigma'v}$	39
FIGURA 5.3. – Influência do parâmetro θ	40
FIGURA 5.4. – Influência do parâmetro $\frac{f}{h}$	41
FIGURA 5.5. – Influência do parâmetro $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h}$	42
FIGURA 5.6. – Influência do parâmetro $\frac{q_1}{\gamma_{sat}.h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat}.h}$	43

Lista de Acrónimos, Abreviaturas e Símbolos

Embora os símbolos utilizados sejam definidos ao longo do trabalho, à medida que vão surgindo, afigura-se com interesse apresentar uma listagem dos mais importantes:

β	Fator de pré-esforço das ancoragens
γ^*	Peso volúmico considerado, nos cálculos da variação da resistência não drenada, em profundidade
γ_{sat}	Peso volúmico saturado do solo
δ_a	Ângulo de atrito solo estrutura do lado ativo
δ_p	Ângulo de atrito solo estrutura do lado passivo
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte
θ	Inclinação das ancoragens
ξ	Ângulo que a cunha de solo faz com a horizontal
σ'_v	Tensão efetiva vertical
a_1	Profundidade de instalação da primeira cabeça de ancoragem
a_2	Profundidade de instalação da segunda cabeça de ancoragem
c_u	Resistência não drenada do solo
c_{u0}	Resistência não drenada do solo à superfície do terreno
F_{anc}	Força na ancoragem
$F_{anc,k}$	Força na ancoragem obtida pelo método de Kranz
f	Comprimento da profundidade enterrada da cortina
h	Profundidade da escavação
I_a	Impulso ativo
I_p	Impulso passivo
I_{pB}	Impulso passivo obtido pelo método de Broms
L_l	Comprimento livre da ancoragem
L_s	Comprimento de selagem da ancoragem
L_u	Comprimento útil da ancoragem
l	Comprimento do troço inclinado da cunha de solo
m_{cu}	Variação da resistência ao corte não drenada com a profundidade
N	Força de reação normal do bloco de solo no método de Broms
q_1	Sobrecarga uniformemente distribuída que acresce ao peso do bloco de solo no método de Broms

q_2	Sobrecarga uniformemente distribuída que origina impulso sobre o bloco de solo no método de Broms
R_s	Força de reação entre dois blocos de solo
T	Força tangencial de resistência ao corte do solo em condições não drenadas
W	Peso do bloco de solo no método de Broms
z_h	Profundidade genérica, medida a partir do topo da cortina
z_0	Profundidade das fendas de tração
z_f	Profundidade genérica, medida a partir do fundo da escavação

Capítulo 1

Introdução

O contínuo desenvolvimento das sociedades e, muito em particular, o crescimento dos centros urbanos, tem exigido um aproveitamento mais eficiente da área disponível para construção e um melhor planeamento e gestão do território das cidades. Com a saturação do espaço superficial é cada vez mais comum a utilização das zonas subterrâneas, para reaproveitar o património construído.

Para a execução deste tipo de construções são necessárias escavações que, pelas suas dimensões e localização, são quase obrigatoriamente de face vertical, exigindo uma estrutura de contenção flexível.

Este tipo de estruturas continua a ter um papel vital nas obras de construção civil que envolvam a estabilização de terrenos para escavação. Assim torna-se importante continuar a investigar estas estruturas para as tornar mais seguras e económicas.

Segundo More (2003), a utilização de cortinas ancoradas é a solução técnica mais adequada, quando se procura conter os elevados esforços horizontais advindos de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

O método utilizado tem por base a Teoria do Equilíbrio Limite, e ainda hoje é bastante utilizado. Determina a estabilidade de uma cortina de contenção unicamente por considerações de equilíbrio, adotando hipóteses para resolver a indeterminação estática associada a cada análise. Com o desenvolvimento da tecnologia, a implementação deste método tornou-se mais fácil, por recorrer a formulações matemáticas mais elaboradas, que exigiam um esforço de cálculo muito maior. Com o enorme aumento do poder de cálculo e a rápida difusão do computador pessoal, logo surgiram no mercado programas comerciais, próprios para desenvolver situações mais complexas, um destes programas é o Matlab.

Pretende-se desenvolver um programa de cálculo de estabilidade global de estruturas geotécnicas, utilizando os métodos de equilíbrio limite. Para isso utiliza-se a linguagem de programação Matlab que, para além de ser muito atual, dispõe de uma grande capacidade de cálculo matricial e de boas capacidades gráficas para visualização de resultados.

Assim sendo, este trabalho organiza-se da seguinte forma, em 6 capítulos:

-No presente capítulo introduz-se o tema da dissertação, apresentam-se os objetivos e a metodologia do trabalho e ainda a estrutura da mesma.

- No capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica dos trabalhos similares já existentes. Dá-se a conhecer o contributo desta monografia para futuros trabalhos.
- No capítulo 3 apresenta-se a metodologia utilizada no trabalho. Foi utilizado o programa inicial de Vilão (2017), no qual se alterou a programação para ter em atenção uma sobrecarga uniforme distribuída aplicada no conjunto solo/cortina e uma resistência não drenada à superfície e variável em profundidade.
- No capítulo 4 apresentam-se dois casos de estudo de Vilão (2017). Neste capítulo serão analisados solos com resistência não drenada à superfície e variável em profundidade. Também se fornecem resultados para diferentes níveis de sobrecarga.
- No capítulo 5 é feita uma análise paramétrica em relação aos parâmetros da resistência não drenada, da profundidade enterrada, da inclinação das ancoragens e ao nível das sobrecargas nas cortinas de contenção.
- No capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões dos estudos efetuados e, por fim, indicam-se alguns temas a desenvolver no seguimento desta dissertação.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

As estruturas de suporte flexíveis têm um peso diminuto e sofrem, em serviço, deformações por flexão. Estas deformações, que resultam em redistribuições de tensões no maciço, condicionam fortemente o valor das pressões de terra atuantes e dos esforços mobilizados para os quais os elementos estruturais deverão ser dimensionados. A interdependência entre os deslocamentos, as pressões de terra e os esforços mobilizados, faz com que uma estrutura de contenção flexível e o respetivo maciço suportado constituam um sistema altamente hiperestático (Matos Fernandes, 1983).

Esta complexidade, associada às limitações numéricas existentes, levou a que na segunda metade do século passado, para controlar a estabilidade de estruturas de suporte flexíveis, tivessem adquirido grande desenvolvimento os métodos de natureza semi-empírica, baseados especialmente em conclusões retiradas da observação de obras reais e de modelos reduzidos (Almeida e Sousa, 2007).

Para resolver o problema da estabilidade global de cortinas de contenção ancoradas existem vários métodos possíveis para verificar a sua estabilidade.

A verificação da estabilidade global de uma cortina multi-ancorada passa principalmente pela determinação do comprimento mínimo da ancoragem. O comprimento da ancoragem é constituído pelo comprimento livre e pelo comprimento de selagem.

2.2. Diagramas de Terzaghi e Peck (1967)

Os diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck utilizados no dimensionamento de cortinas escoradas constituem uma base aceitável para a escolha do pré-esforço das ancoragens.

Os diagramas de Terzaghi e Peck estão representados na figura 2.1.

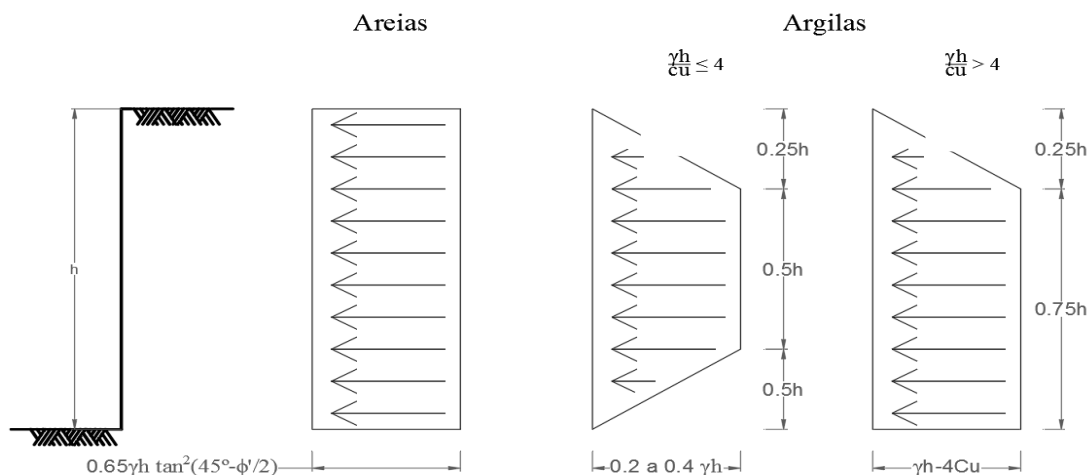


Figura 2.1. - Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck (1967).

Os diagramas aparentes de Terzaghi e Peck dependem das seguintes variáveis: ângulo de resistência ao corte (ϕ'), altura da escavação (h), peso volúmico do solo (γ) e a resistência não drenada do solo (c_u).

2.3. Condição empírica para a localização da selagem de uma ancoragem

Existe uma condição empírica, por vezes usada para a determinação da localização da zona de selagem das ancoragens, assegurando que estas se encontrem localizadas fora da cunha ativa. A partir do ponto P, localizado na figura 2.2, é traçada uma linha com a inclinação igual a $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ correspondente à cunha ativa de Rankine, devendo a selagem localizar-se, de acordo com esta condição empírica, na zona indicada da figura 2.2.

A localização do P é indicada por alguns autores como coincidente com a extremidade da cortina, Q, e por outros como localizado à profundidade à qual o equilíbrio da cortina ficaria garantido, sem coeficientes de segurança.

No entanto, estudos realizados por Terzaghi e Peck (1948) demonstram que o formato da superfície que leva ao colapso está muito dependente das pressões laterais a que é sujeita a cortina, resultando assim numa superfície de rotura não planar, que seria vertical na parte superior da cortina. Assim a superfície planar de Rankine não é consistente com o comportamento real destas cortinas. Este método pode ser utilizado para um pré-dimensionamento da localização das selagens das ancoragens, mas a segurança da cortina terá sempre que ser verificada por uma análise de estabilidade global por métodos que consigam prever de uma forma mais eficiente o comportamento das cortinas (Fang, 1991).

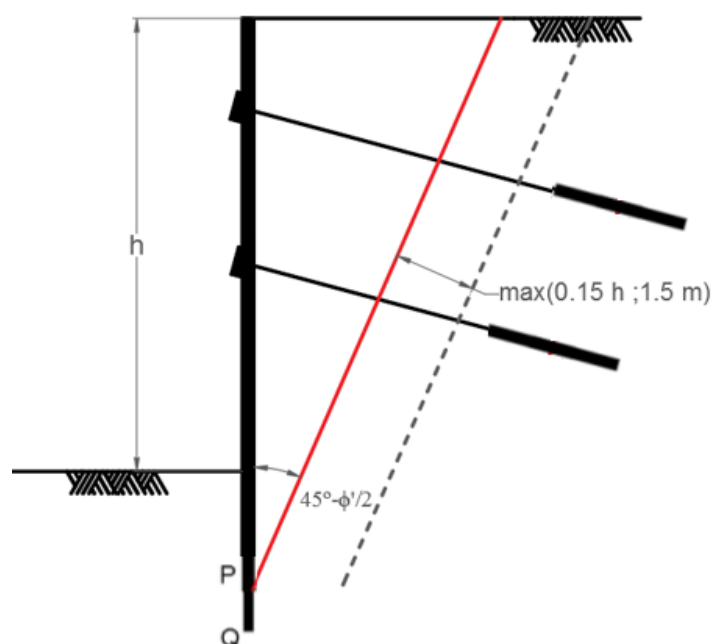


Figura 2.2. - Regra empírica para definir o comprimento da ancoragem.

2.4. Método de Kranz

Para a definição do comprimento total de uma ancoragem são necessários estabelecerem-se o comprimento livre (L_l) e o comprimento de selagem (L_s). À distância desde a cabeça da ancoragem até meio da zona de selagem chama-se comprimento útil (L_u). A definição deste comprimento útil é efetuada, por norma, recorrendo ao método de Broms ou ao método de Kranz. Ambos são métodos de equilíbrio limite, que estudam o equilíbrio da massa de solo ABCD exposta na figura 2.3.

No entanto no método de Kranz é realizada uma separação entre a estabilidade da cortina e a estabilidade da massa de solo que pode entrar em colapso.

Para calcular a estabilidade da cunha de solo, determina-se a força que representa a reação (R) e a força máxima que a ancoragem poderá possuir para que a massa de solo não instabilize ($F_{anc,k}$).

A estabilidade da cortina é verificada quando a força ($F_{anc,k}$) for superior à força instalada na ancoragem para equilibrar a cortina (F_{anc}).

Kranz apenas estudou a estabilidade global de cortinas estabilizadas com um nível de ancoragens, tendo o seu trabalho sido desenvolvido posteriormente para mais níveis de ancoragens por Jelinek e Ostermayer (1967) e por Ranke e Ostermayer (1968).

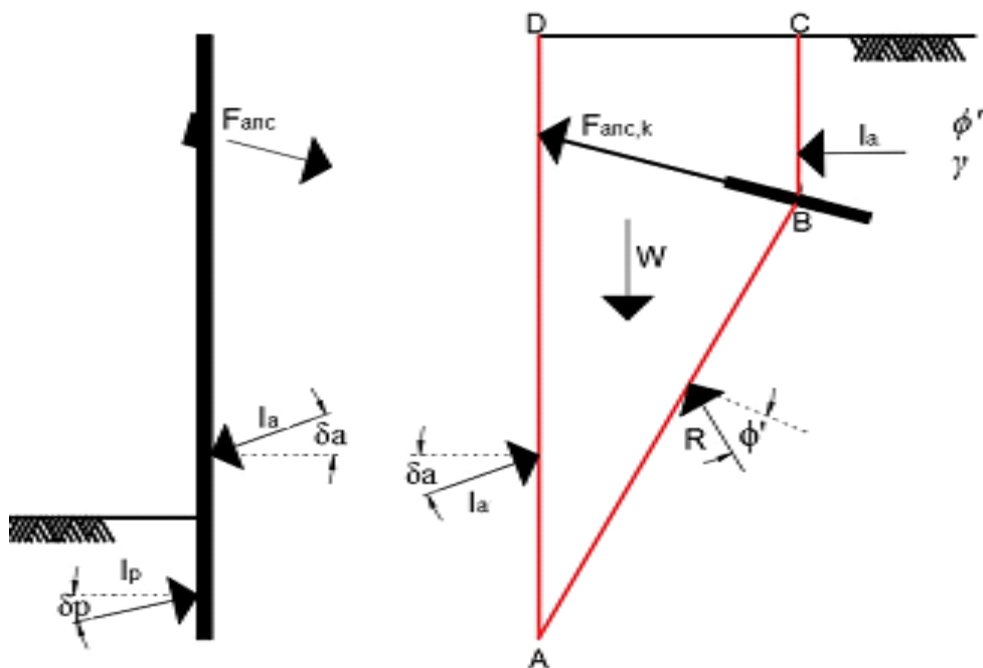


Figura 2.3. – Equilíbrio da massa de solo e da cortina. O método de Kranz considera apenas o equilíbrio da massa de solo (à direita).

2.5. Método de Broms

O método de Broms estuda o equilíbrio global do conjunto composto por massa de solo e estrutura. No método de Broms todas as forças aplicadas no conjunto da cortina e da cunha de solo que pode entrar em colapso, não fazendo uma separação entre a cortina e a cunha de solo.

Tanto o método de Broms como o método de Kranz foram inicialmente desenvolvidos para solos respondendo em condições drenadas.

Como forças a atuar neste caso, há o peso da massa de solo ABCD (W), o impulso ativo (I_a), a reação (R), a força no pé da cortina, que pode ser desprezada (V) e o impulso passivo (I_p).

Começa-se por calcular o impulso ativo (I_a) e o peso do solo (W). Após determinar estas forças calcula-se a força resistente do solo ao corte (R) e o impulso passivo de Broms (I_{pB}) necessário para estabilizar a cortina, utilizando as equações de equilíbrio de forças horizontais e verticais. O impulso passivo que a cortina consegue mobilizar na sua parte enterrada é (I_p). A estabilidade é verificada quando I_p é maior que I_{pB} , isto é, quando se consegue mobilizar um impulso passivo na base da cortina maior que o impulso passivo obtido pelo método de Broms.

De acordo com Broms, o conjunto formado pela cortina e o solo pode ser encarado como um grande muro de gravidade, cuja estabilidade deve ser verificada em relação ao potencial de deslizamento pela sua base.

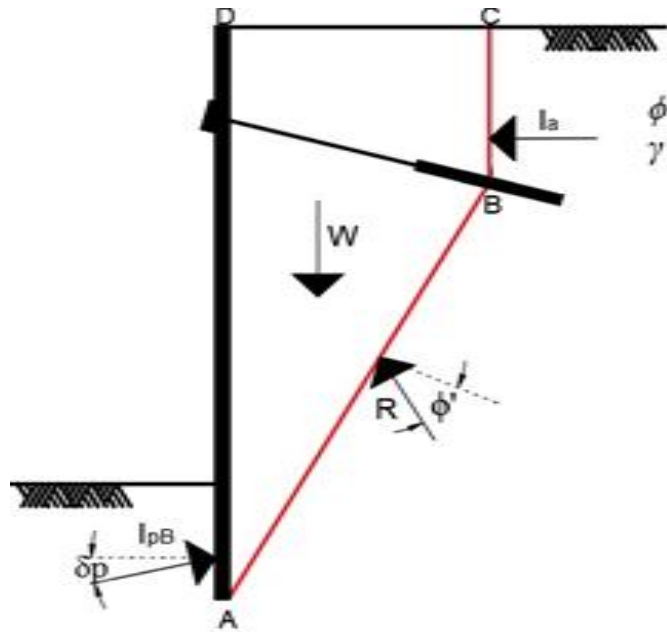


Figura 2.4. – Equilíbrio da massa de solo em conjunto com a cortina pelo método de Broms.

2.6. Programa de Vilão (2017)

Vilão (2017) utilizou o programa Matlab para verificar a estabilidade global de cortinas de contenção de terras, com dois níveis de ancoragens, em solos respondendo em condições não drenadas. Foram introduzidas expressões matemáticas, baseadas nos princípios que compõem o Método de Broms relativas aos mecanismos de rotura que consideram o equilíbrio de uma cunha de solo.

Os cinco mecanismos de rotura tratados por Vilão (2017), encontram-se analisados ao longo do próximo capítulo.

Os casos analisados por Vilão (2017) consideram fatores como:

- ✓ resistência não drenada em profundidade;
- ✓ quantidade de água no solo;
- ✓ profundidade a que se encontram instaladas as ancoragens;
- ✓ inclinação das ancoragens;
- ✓ profundidade enterrada da cortina.

Em Vilão (2017) também foi feita uma análise paramétrica, na qual se varia as características do solo, a profundidade enterrada da cortina de contenção e a inclinação das ancoragens.

Os resultados obtidos poderão servir para posteriores dimensionamentos de cortinas multi-ancoradas, com dois níveis de ancoragens, quando o solo em causa responde com características não drenadas.

Capítulo 3

Metodologia

3.1. Introdução

No presente trabalho utiliza-se o método de Broms aplicado a cortinas de contenção multi-ancoradas realizadas em solos respondendo em condições não drenadas.

Este trabalho visa completar o trabalho de Vilão (2017). Nesse trabalho foi efetuado um estudo sobre a estabilidade global de cortinas de contenção com dois níveis de ancoragens, no qual foi considerando o solo respondendo em condições não drenadas. Foram admitidas duas situações: resistência não drenada constante em profundidade e resistência não drenada variável linearmente em profundidade, com resistência à superfície nula.

Nesta dissertação pretende-se considerar duas alterações em relação ao trabalho desenvolvido por Vilão (2017): incluir a ação de sobrecargas distribuídas aplicadas à superfície do terreno suportado e considerar a evolução linear da resistência não drenada admitindo que à superfície do terreno existe resistência.

3.2. Descrição do problema

Foi utilizado o programa inicial de Vilão (2017) para se desenvolver um outro programa de modo a contemplar os aspetos referidos na secção anterior.

Deste modo, foram consideradas:

- ✓ uma sobrecarga uniformemente distribuída de dois valores podendo estes ser iguais ou diferentes:
 - a sobrecarga aplicada ao longo da cunha de solo, isto é, desde o ponto D ao ponto C e designada por q_1 (figura 3.1);
 - uma sobrecarga, aplicada no terreno adjacente à cunha de solo, designada por q_2 ;
- ✓ uma resistência não drenada à superfície e variável com a profundidade:
 - $c_u = c_{u0} + \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \cdot z_h$

A variação linear com a profundidade é dependente da resistência não drenada em termos de tensão efetiva vertical.

Para um solo respondendo em condições não drenadas, as forças em causa estão representadas na figura 3.1: o peso da cunha de solo (W), a força de reação normal (N), a força de resistência ao corte não drenada (T), um impulso ativo (I_a) e um impulso passivo de Broms (I_{pB}), necessário para garantir o equilíbrio.

As características geométricas da cunha de solo ABCD, peso do solo (W), o ângulo (ξ) e o comprimento (l), serão as mesmas do programa inicia de Vilão (2017), uma vez que os dois novos parâmetros estudados nesta dissertação não interferem com a geometria da cunha de solo.

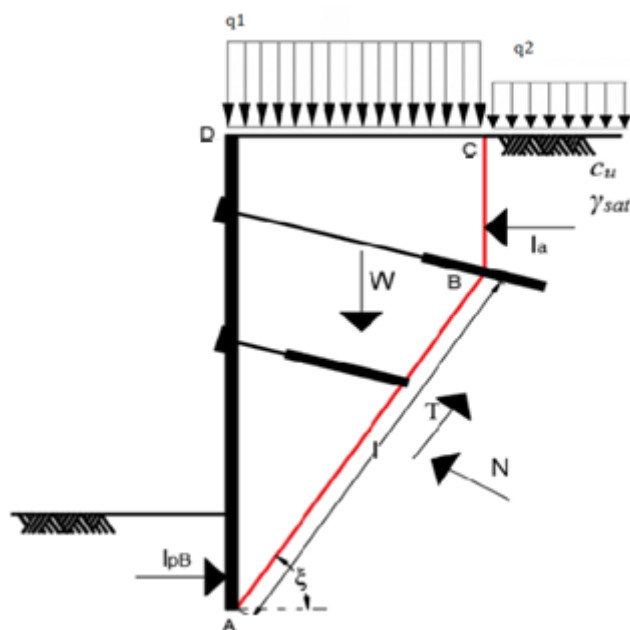


Figura 3.1. – Forças envolvidas na estabilidade da cortina de contenção.

3.3. Caso de estudo

O caso que irá ser estudado encontra-se representado na figura 3.2. Trata-se de uma cortina genérica que estabilizará uma escavação com uma altura (h) e possui uma profundidade enterrada (f). A cortina tem dois níveis de ancoragens, com as cabeças de ancoragem a profundidades contabilizadas desde o topo da cortina de (a_1) para a primeira ancoragem e (a_2) para a segunda ancoragem. As ancoragens possuem um comprimento útil (Lu_1) e (Lu_2) estão inclinadas com a horizontal de um ângulo (θ). A cortina estabilizará um solo que possui um peso volúmico saturado (γ_{sat}) e uma resistência não drenada à superfície (c_{u0}), o acréscimo da resistência não drenada em profundidade é dado por ($\frac{c_u}{\sigma_v}$). Também irá ser aplicada uma sobrecarga linear uniforme, (q_1) e (q_2).

As forças a aplicar nas ancoragens são determinadas pelo diagrama apresentado na figura 3.3. Este diagrama foi obtido considerando um parâmetro β em vez dos tradicionais valores

multiplicativos recomendados por Terzaghi e Peck de modo a que se conseguisse variar a força nas ancoragens.

Visto o caso em estudo considerar uma cortina com duas ancoragens, terão que ser considerados pelo método de Broms cinco mecanismos de estabilidade diferentes.

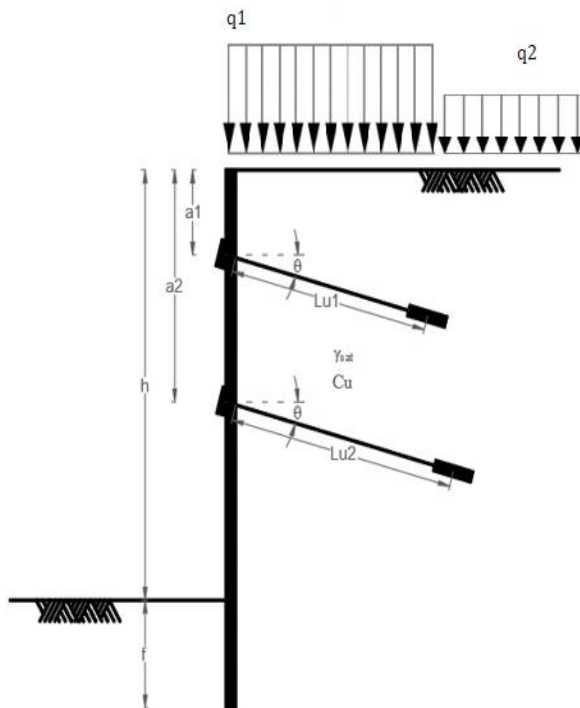


Figura 3.2.- Geometria da cortina considerada no caso em estudo.

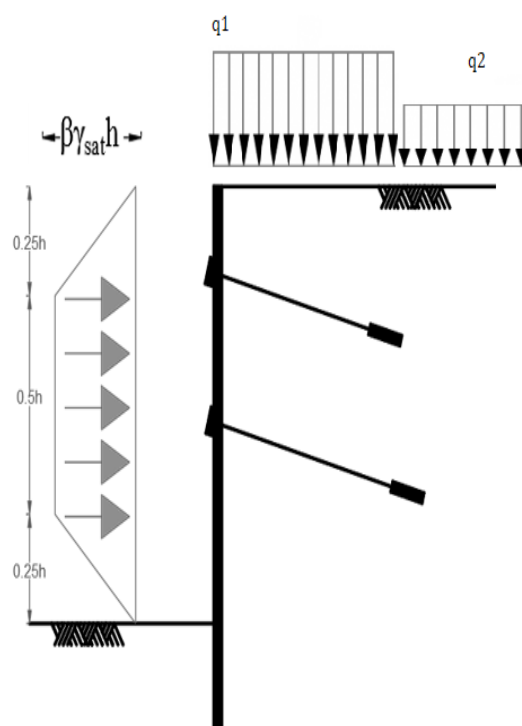


Figura 3.3.- Diagrama de forças nas ancoragens considerado no caso em estudo.

3.4. Mecanismos de colapso

No cálculo do método de Broms, para uma cortina de contenção com duas ancoragens, é necessário ter em conta cinco mecanismos de estabilidade global:

- ✓ O mecanismo 1A está representado na figura 3.4; o mecanismo é aplicável se o comprimento útil da segunda ancoragem não ultrapassa a cunha de solo.
- ✓ O mecanismo 1B está representado na figura 3.5; o mecanismo é aplicável se o comprimento útil da segunda ancoragem ultrapassa a cunha de solo. A força de pré-esforço na segunda ancoragem deve ser considerada no equilíbrio do mecanismo.
- ✓ O mecanismo 2A está representado na figura 3.6; o mecanismo é aplicável se o comprimento útil da primeira ancoragem não ultrapassa a cunha de solo.
- ✓ O mecanismo 2B está representado na figura 3.7; o mecanismo é aplicável se o comprimento útil da primeira ancoragem ultrapassa a cunha de solo. A força de pré-esforço na primeira ancoragem deve ser considerada no equilíbrio deste mecanismo.

- ✓ O mecanismo 3, o mecanismo é aplicável se o comprimento da primeira ancoragem é superior ao da segunda, está representado na figura 3.8.

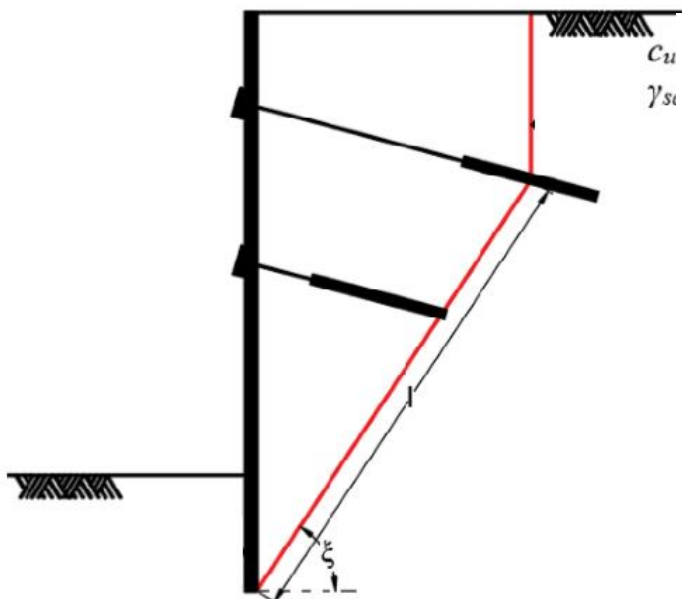


Figura 3.4. – Mecanismo 1A.

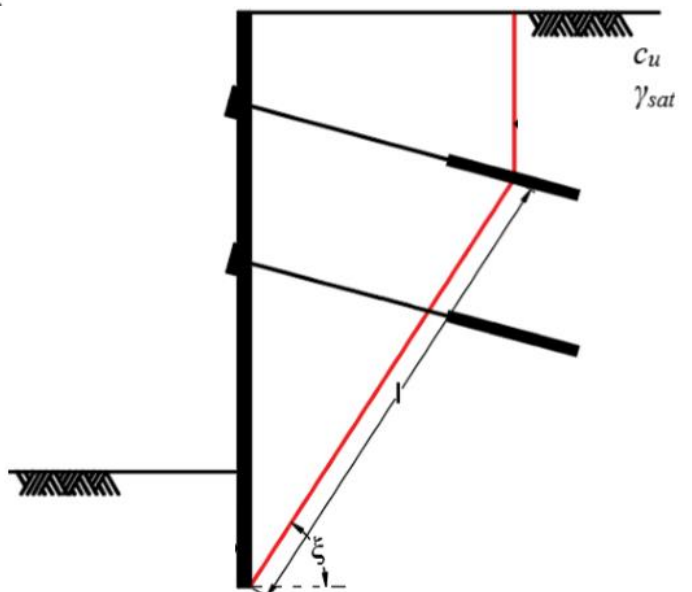


Figura 3.5. – Mecanismo 1B.

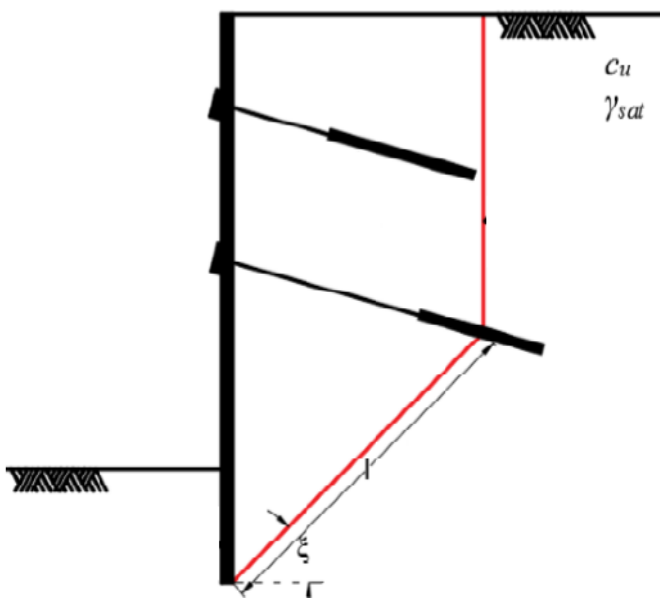


Figura 3.6. – Mecanismo 2A.

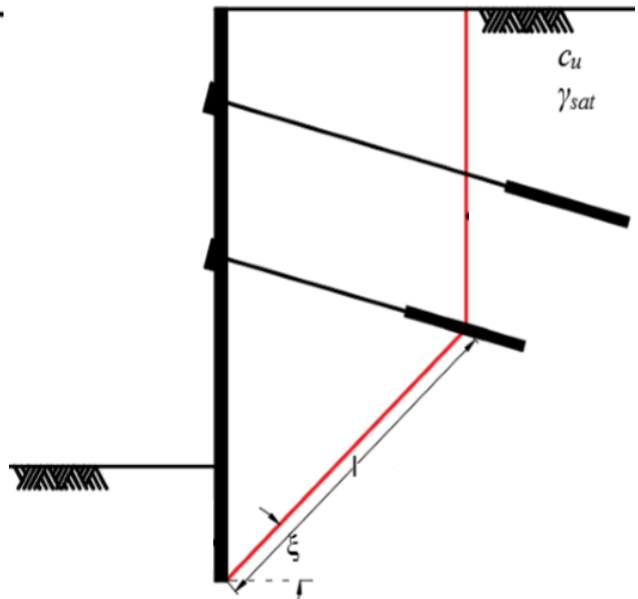


Figura 3.7. – Mecanismo 2B.

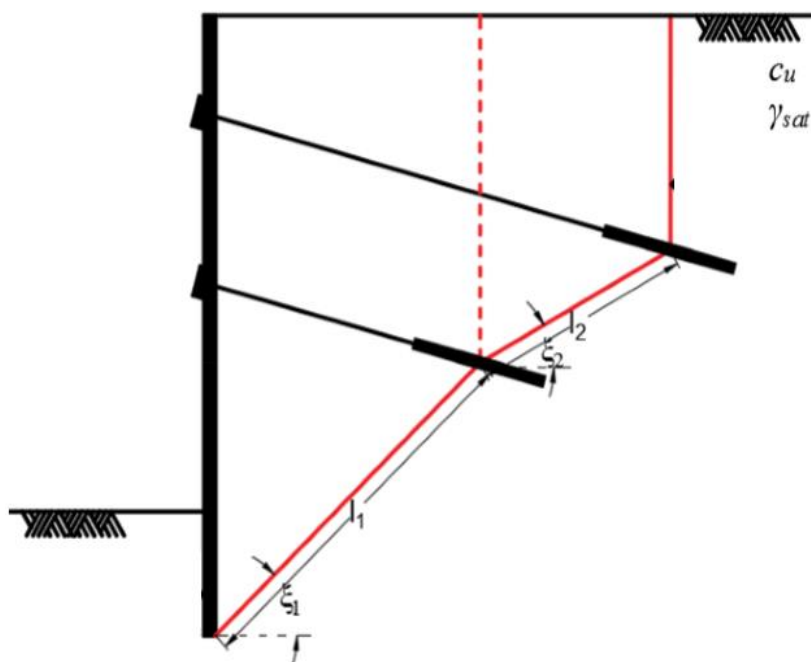


Figura 3.8. – Mecanismo 3.

3.5. Formulação do Método de Broms

As expressões do método de Broms foram introduzidas no programa de forma adimensional.

O impulso passivo (I_p) é determinado ao longo da ficha da cortina:

$$\frac{I_p}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{f}{h}\right)^2 + \frac{f}{h} \cdot \left(2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{f}{h} + 2\right)\right) \quad (3.1)$$

As forças restantes dependem do mecanismo a calcular.

3.6. Mecanismo 1A

A figura 3.9 mostra o mecanismo 1A com todas as forças aplicadas.

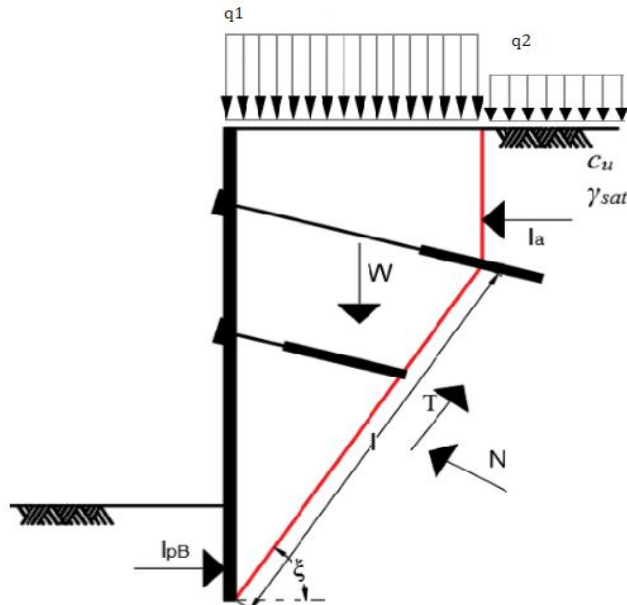


Figura 3.9. – Mecanismo 1A com as forças envolvidas.

A força de resistência ao corte está aplicada desde a profundidade da primeira ancoragem até à profundidade enterrada da ficha (T) é dada pela expressão:

$$\frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \left(\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 0,5 \cdot \frac{c_u}{\sigma'_v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{f}{h} + 1 + \frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin \theta \right) \right) \cdot \frac{l}{h} \quad (3.2)$$

Quando se realiza uma escavação num solo argiloso tendem a desenvolver-se tensões de tração perto da superfície do terreno nas vizinhanças do corte. Como a resistência à tração dos solos é muito baixa ou praticamente nula, tendem a desenvolver-se a partir da superfície fendas de tração verticais.

Num solo respondendo em condições não drenadas, z_0 é a profundidade das fendas de tração (figura 3.10). A profundidades inferiores a z_0 , as tensões serão nulas.

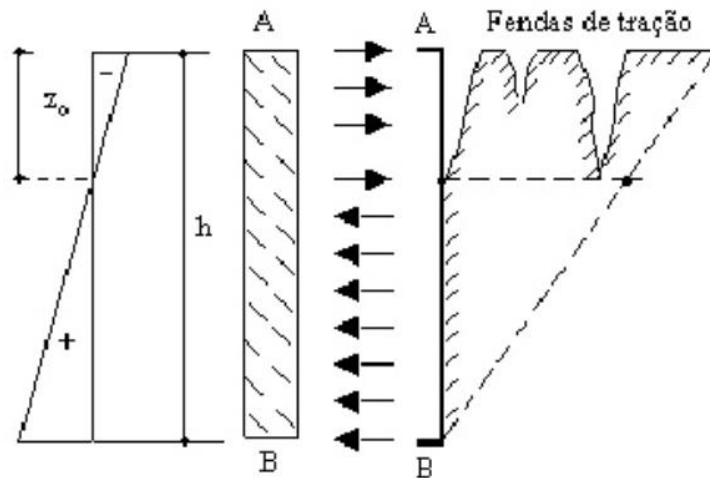


Figura 3.10. – Fendas de tração à profundidade z_0 .

A profundidade z_0 é dada por:

$$\frac{z_0}{h} = \frac{2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} - \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}}{1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}}} \quad (3.3)$$

Para o cálculo do impulso ativo determinaram-se as tensões adimensionais à superfície:

$$\vartheta_1 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} \quad e \quad \vartheta_3 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} \quad (3.4)$$

As tensões adimensionais à profundidade da primeira ancoragem são:

$$\vartheta_2 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} + \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \quad e \quad \vartheta_4 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \quad (3.5)$$

A figura 3.11, ilustra a variação das tensões horizontais adimensionais com a profundidade, sendo que ϑ_1 e ϑ_2 representam as tensões devidas às sobrecargas e ao peso do solo. As tensões ϑ_3 e ϑ_4 devem-se à variação da resistência não drenada do solo com a profundidade.

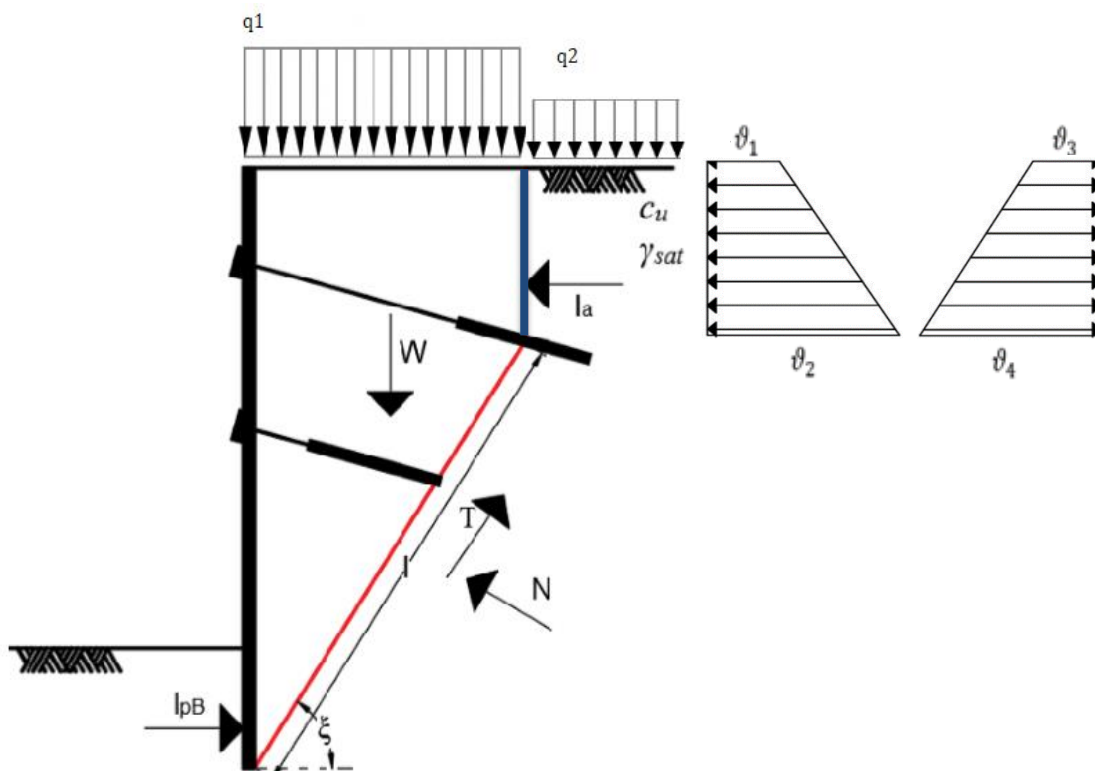


Figura 3.11. – Variação das tensões com a profundidade, aplicadas na zona que na figura está representada a azul, desde a superfície à profundidade da primeira ancoragem.

O impulso ativo será calculado com base nas equações, representadas abaixo, desde a superfície até à altura da primeira ancoragem:

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$, não há fendas por tração, o impulso existe desde a superfície até à primeira ancoragem :

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.6)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$, há fendas por tração, o impulso ativo só existe a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta - z_0 \right) \cdot \left(\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.7)$$

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$, não há impulso a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot z_0 \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.8)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$, não há impulso:

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0 \quad (3.9)$$

O somatório das forças verticais, permite saber o valor da força de reação normal (N) a qual é dada pela seguinte expressão:

$$\Sigma FV = 0 \quad (3.10)$$

$$\frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{\frac{W}{\gamma_{sat} \cdot h^2} + \frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h} \cdot \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta - \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi}{\cos\xi} \quad (3.11)$$

A partir do cálculo da força de reação normal é possível pelo somatório das forças horizontais, calcular a diferença entre o impulso passivo e o impulso passivo de Broms, através de:

$$\Sigma FH = 0 \quad (3.12)$$

$$\frac{I_p - I_{pB}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cos\xi + \frac{I_p}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi \quad (3.13)$$

3.7. Mecanismo 2A

A figura 3.12 mostra o mecanismo 2A com todas as forças aplicadas.

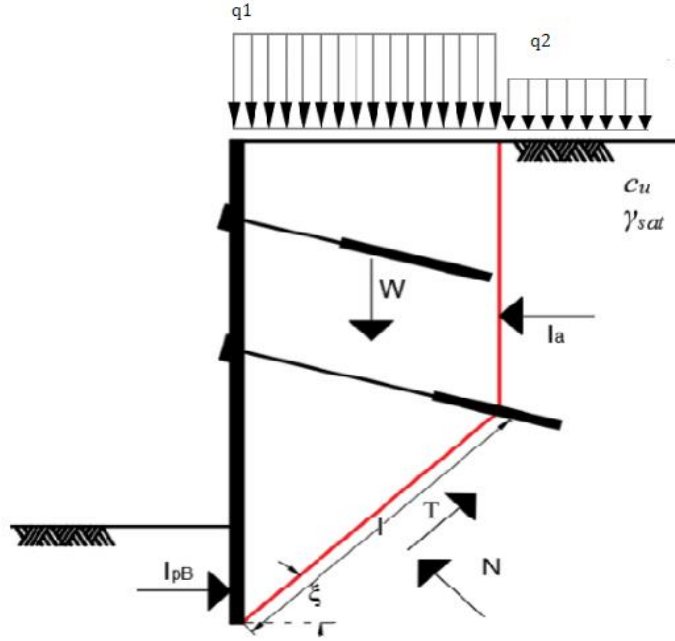


Figura 3.12. – Mecanismo 2A com as forças envolvidas.

A força de resistência ao corte (T):

$$\frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \left(\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 0,5 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{f}{h} + 1 + \frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \right) \cdot \frac{l}{h} \quad (3.14)$$

A profundidade z_0 , encontra-se representada na equação:

$$\frac{z_0}{h} = \frac{2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} - \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}}{1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}}} \quad (3.15)$$

Para o cálculo do impulso ativo calcularam-se as tensões adimensionais do solo à superfície:

$$\vartheta_1 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} \text{ e } \vartheta_3 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} \quad (3.16)$$

As tensões adimensionais à profundidade da segunda ancoragem:

$$\vartheta_2 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} + \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \text{ e } \vartheta_4 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \quad (3.17)$$

A figura 3.13, ilustra a variação das tensões horizontais adimensionais com a profundidade, sendo que ϑ_1 e ϑ_2 representam as tensões devidas às sobrecargas e ao peso do solo. As tensões ϑ_3 e ϑ_4 devem-se à variação da resistência não drenada do solo com a profundidade.

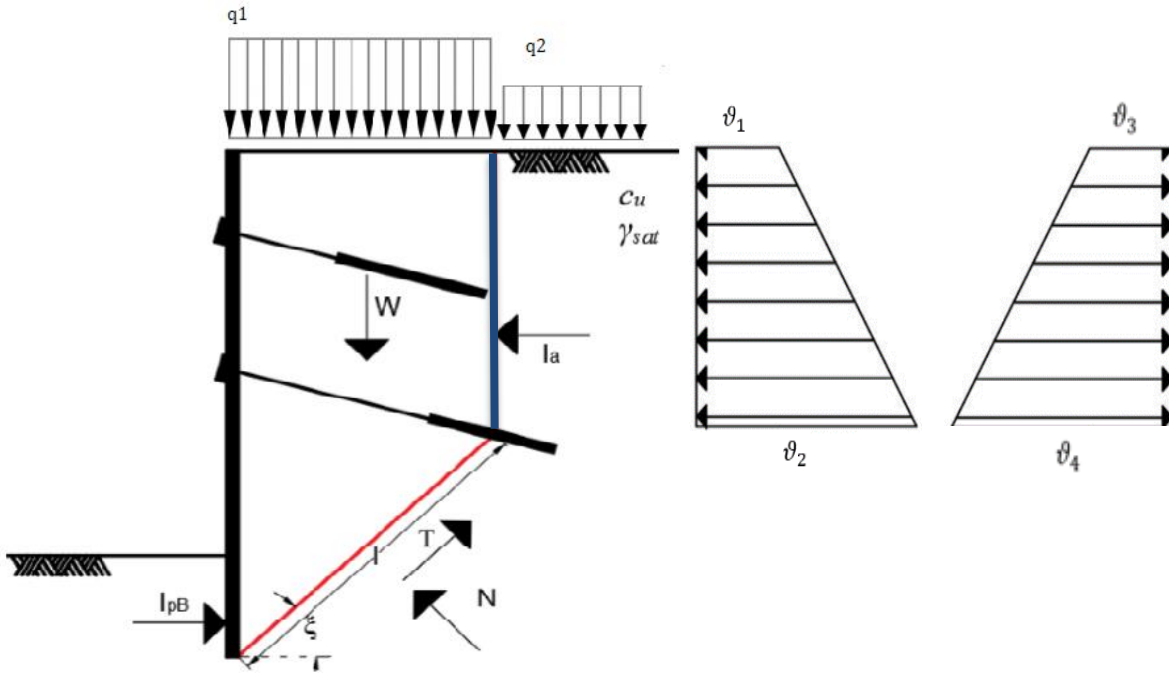


Figura 3.13. – Variação das tensões com a profundidade, aplicadas na zona que na figura está representada a azul, desde a superfície à profundidade da segunda ancoragem.

O impulso ativo será calculado com base nas equações, representadas abaixo, desde a superfície até à altura da segunda ancoragem:

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$, não há fendas por tração, o impulso existe desde a superfície até à profundidade a que se encontra a segunda ancoragem :

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin \theta \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin \theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'_v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.18)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$, há fendas por tração, o impulso ativo só existe a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin \theta - z_0 \right) \cdot \left(\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin \theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'_v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.19)$$

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$, não há impulso a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot z_0 \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.20)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$, não há impulso:

$$\frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0 \quad (3.21)$$

O somatório das forças verticais, permite saber o valor da força de reação normal (N) a qual é dada pela seguinte expressão:

$$\Sigma FV = 0 \quad (3.22)$$

$$\frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{\frac{W}{\gamma_{sat} \cdot h^2} + \frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h} \cdot \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta - \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi}{\cos\xi} \quad (3.23)$$

A partir do cálculo da força de reação normal é possível pelo somatório das forças horizontais, calcular a diferença entre o impulso passivo e o impulso ativo de Broma, através de:

$$\Sigma FH = 0 \quad (3.24)$$

$$\frac{I_p - I_{pB}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cos\xi + \frac{I_p}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi \quad (3.25)$$

3.8. Mecanismo 1B

O mecanismo abaixo 3.14, apresenta as mesmas expressões matemáticas que o 1A, no entanto às equações de equilíbrio de forças é necessário adicionar as forças nas ancoragens.

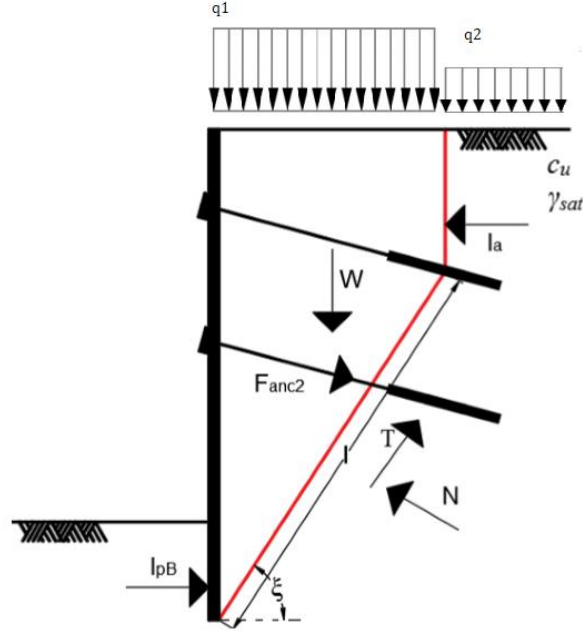


Figura 3.14. – Mecanismo 1B com as forças envolvidas.

O somatório das forças verticais, permite saber o valor da força de reação normal (N) a qual é dada pela seguinte expressão:

$$\Sigma FV = 0 \quad (3.26)$$

$$\frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{\frac{W}{\gamma_{sat} \cdot h^2} + \frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h} \cdot \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta - \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi + \frac{F_{anc2}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\theta}{\cos\xi} \quad (3.27)$$

A partir do cálculo da força de reação normal é possível pelo somatório das forças horizontais, calcular a diferença entre o impulso passivo e o impulso passivo de Broms, através de:

$$\Sigma FH = 0 \quad (3.28)$$

$$\frac{I_p - I_{pB}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cos\xi + \frac{I_p}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi + \frac{F_{anc2}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \cos\theta \quad (3.29)$$

3.9. Mecanismo 2B

Este mecanismo, 3.15 é determinado pelas mesmas expressões matemáticas que o 2A. Às equações de equilíbrio de forças somaram-se as forças nas ancoragens.

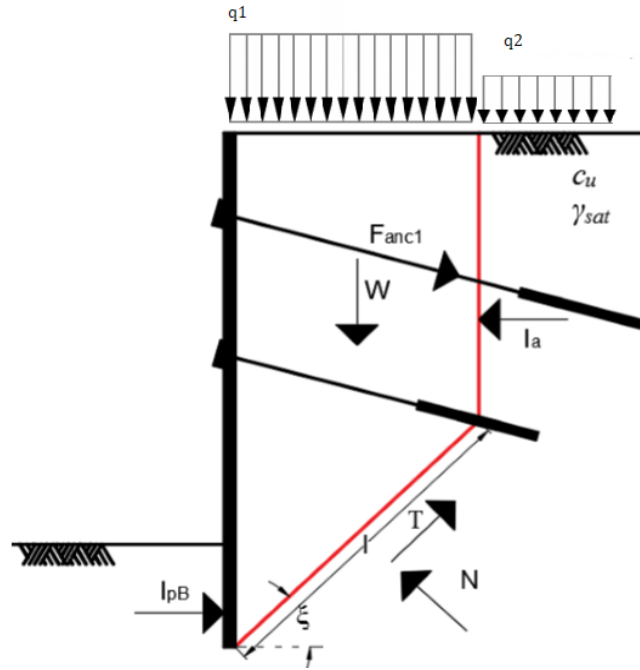


Figura 3.15. – Mecanismo 2B com as forças envolvidas.

O somatório das forças verticais, permite saber o valor da força de reação normal (N) através da equação:

$$\Sigma FV = 0 \quad (3.30)$$

$$\frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{\frac{W}{\gamma_{sat} \cdot h^2} + \frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h} \cdot \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta - \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi + \frac{F_{anc1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\theta}{\cos\xi} \quad (3.31)$$

A partir do cálculo da força de reação normal é possível pelo somatório das forças horizontais, obter a equação:

$$\Sigma FH = 0 \quad (3.32)$$

$$\frac{I_p - I_{pB}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{T}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cos\xi + \frac{I_p}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{I_a}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{N}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi + \frac{F_{anc1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \cos\theta \quad (3.33)$$

3.10. Mecanismo 3

No método de Broma, são necessárias duas equações de equilíbrio de forças para obter a relação, $I_p - I_{pB}$. No entanto neste mecanismo 3 (figura 3.16) existem três incógnitas: a força de reação normal no primeiro troço da superfície de rotura (N_1) a força de reação normal no segundo troço da superfície de rotura (N_2) e a relação, $I_p - I_{pB}$.

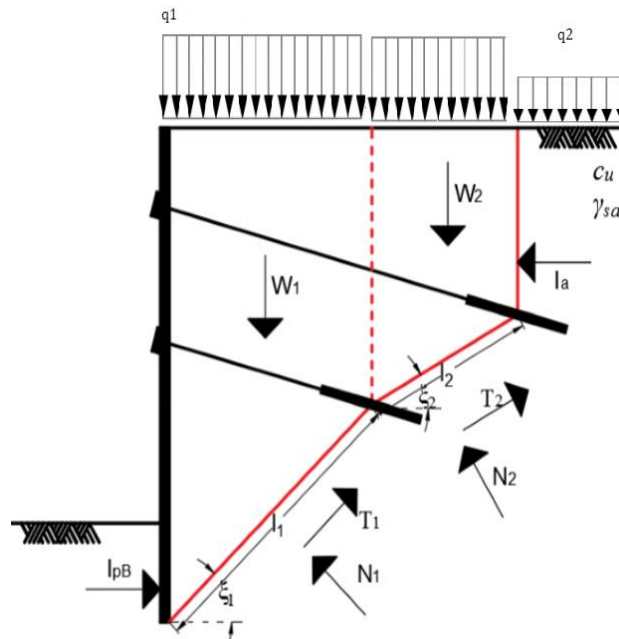


Figura 3.16. – Mecanismo 3 com as forças envolvidas.

Para determinar estas incógnitas dividiu-se o mecanismo 3 em dois submecanismos, como se mostra abaixo na figura 3.17.

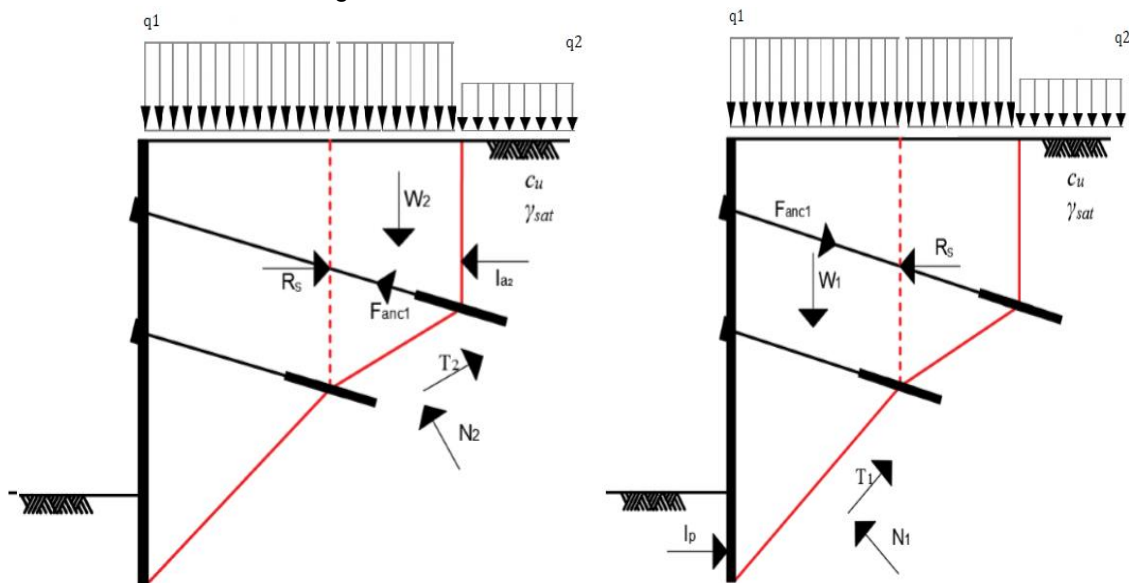


Figura 3.17. – Forças em equilíbrio no mecanismo 3.

A força de resistência ao corte (T_1) é dada pela expressão:

$$\frac{T_1}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \left(\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 0,5 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{f}{h} + 1 + \frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \right) \cdot \frac{l_1}{h} \quad (3.34)$$

A força de resistência ao corte (T_2) é dada pela equação:

$$\frac{T_2}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \left(\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 0,5 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta + \frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \right) \cdot \frac{l_2}{h} \quad (3.35)$$

A profundidade z_0 , para a qual existe alteração do impulso ativo, encontra-se na equação 3.3.

O impulso ativo (I_{a2}) é dado pelas seguintes equações, surge em função das tensões adimensionais à superfície:

$$\vartheta_1 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} \text{ e } \vartheta_3 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} \quad (3.36)$$

As tensões adimensionais à profundidade da primeira ancoragem:

$$\vartheta_2 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} + \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \text{ e } \vartheta_4 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \quad (3.37)$$

A figura 3.18, ilustra a variação das tensões horizontais adimensionais com a profundidade, sendo que ϑ_1 e ϑ_2 representam as tensões devidas às sobrecargas e ao peso do solo. As tensões ϑ_3 e ϑ_4 devem-se à variação da resistência não drenada do solo com a profundidade.

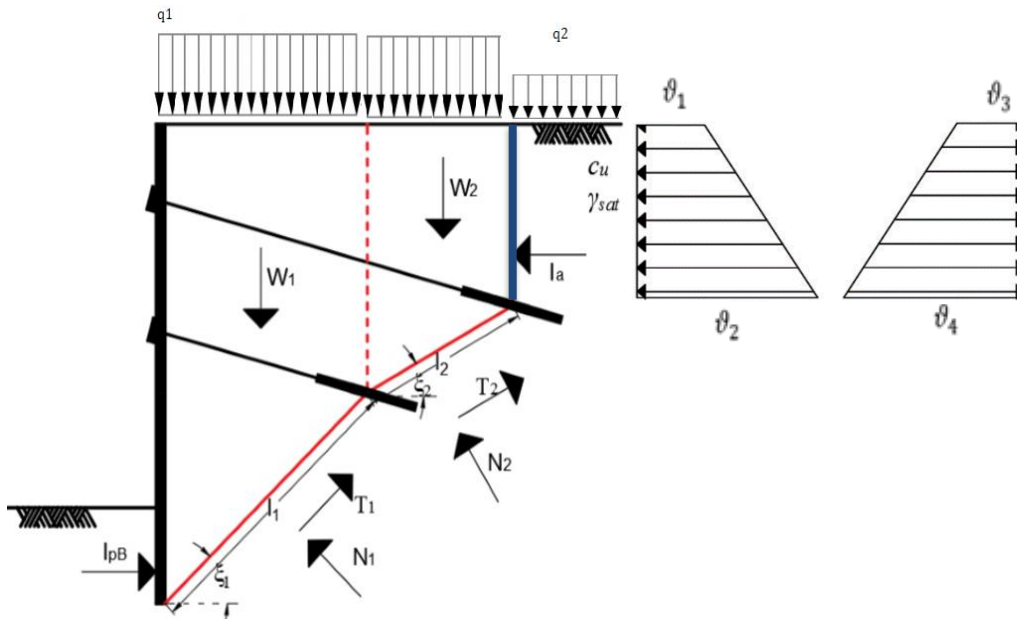


Figura 3.18. – Variação das tensões com a profundidade, aplicadas na zona que na figura está representada a azul, desde a superfície à profundidade da primeira ancoragem.

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$, não há fendas por tração, o impulso existe desde a superfície até à profundidade a que se encontra a primeira ancoragem :

$$\frac{I_{a2}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.38)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$, há fendas por tração, o impulso ativo só existe a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_{a2}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta - z_0 \right) \cdot \left(\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.39)$$

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$, não há impulso a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_{a2}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot z_0 \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_1}{h} + \frac{L_{u1}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.40)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$, não há impulso:

$$\frac{I_{a2}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0 \quad (3.41)$$

Para o cálculo do impulso ativo (I_{a1}) foi necessário determinar as tensões à superfície:

$$\vartheta_1 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} \text{ e } \vartheta_3 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} \quad (3.42)$$

As tensões à profundidade da segunda ancoragem:

$$\vartheta_2 = \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} + \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \text{ e } \vartheta_4 = 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \quad (3.43)$$

O impulso ativo será calculado com base nas equações, representadas abaixo, desde a superfície até à profundidade a que se encontra a segunda ancoragem:

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$ – Não há fendas por tração, o impulso existe desde a superfície até à profundidade a que se encontra a segunda ancoragem :

$$\frac{I_{a1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.44)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 \geq \vartheta_4$ – Há fendas por tração, o impulso ativo só existe a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_{a1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta - z_0 \right) \cdot \left(\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 2 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.45)$$

Se $\vartheta_1 \geq \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$ – Não há impulso a partir da profundidade z_0 :

$$\frac{I_{a1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0,5 \cdot z_0 \cdot \left(2 \cdot \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} - 4 \cdot \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} + \left(\frac{a_2}{h} + \frac{L_{u2}}{h} \cdot \sin\theta \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{c_u}{\sigma'v} \cdot \frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} \right) \right) \quad (3.46)$$

Se $\vartheta_1 < \vartheta_3$ e $\vartheta_2 < \vartheta_4$ – Não há impulso:

$$\frac{I_{a1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = 0 \quad (3.47)$$

O somatório das forças verticais, permite saber o valor da força de reação normal (N_2) através da equação:

$$\Sigma FV = 0 \quad (3.48)$$

$$\frac{N_2}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{\frac{W_2}{\gamma_{sat} \cdot h^2} + \frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h} \cdot \left(\frac{L_{u1}}{h} - \frac{L_{u2}}{h} \right) \cdot \sin\theta - \frac{T_2}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi_2 + \frac{F_{anc1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\theta}{\cos\xi_2} \quad (3.49)$$

A partir do cálculo da força de reação normal (N_2) é possível pelo somatório das forças horizontais, obter R_s :

$$\Sigma FH = 0 \quad (3.50)$$

$$\frac{R_s}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = - \frac{T_2}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cos\xi_2 - \frac{I_{a2}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{N_2}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi_2 + \frac{F_{anc1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \cos\theta \quad (3.51)$$

O somatório das forças verticais, permite saber o valor da força de reação normal (N_1) que é determinada pela expressão:

$$\Sigma FV = 0 \quad (3.52)$$

$$\frac{N_1}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{\frac{W_1}{\gamma_{sat} \cdot h^2} + \frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h} \cdot \left(\frac{L_{u2}}{h} \right) \cdot \sin\theta - \frac{T_1}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\xi_1 + \frac{F_{anc1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin\theta}{\cos\xi_1} \quad (3.53)$$

É então possível pelo somatório das forças horizontais, a partir da seguinte equação, calcular $I_p - I_{pB}$:

$$\Sigma FH = 0 \quad (3.54)$$

$$\frac{I_p - I_{pB}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} = \frac{T_1}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cos \xi_1 + \frac{I_p}{\gamma_{sat} \cdot h^2} - \frac{N_1}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \sin \xi_1 + \frac{F_{anc1}}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \cdot \cos \theta - \frac{R_s}{\gamma_{sat} \cdot h^2} \quad (3.55)$$

Capítulo 4

Caso de estudo

4.1. Introdução

As equações do capítulo anterior foram usadas para determinar o par de valores de comprimentos de ancoragem (Lu_1) e (Lu_2) que asseguram a estabilidade global de uma cortina de contenção, através dos cinco mecanismos também apresentados nesse capítulo.

O programa utiliza as expressões apresentadas nestas secções na forma adimensional em que foram escritas. Os dados do problema a estudar são inicialmente lidos pelo programa, considerando as relações $\beta, \theta, \frac{f}{h}, \frac{c_u}{\sigma'v}, \frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}, \frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}, \frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}, \frac{a_1}{h}$ e $\frac{a_2}{h}$.

Variou-se o comprimento útil adimensionais das ancoragens de 0,05 a 5, para determinar os pares de comprimentos úteis estáveis.

Quando o par de ancoragens não é estável, o programa indica qual o mecanismo responsável pela instabilidade.

4.2. Caso de estudo inicial

Neste caso, o solo em questão responde em condições não drenadas, com resistência contante em profundidade.

Considera-se no caso de estudo inicial, o mesmo adotado por Vilão (2017), com as seguintes características, apresentando todos os parâmetros na forma adimensional:

- ✓ A variação da resistência em profundidade:

$$\frac{c_u}{\sigma'v} = 0$$

- ✓ A resistência não drenada inicial:

$$\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0,25$$

- ✓ A profundidade enterrada:

$$\frac{f}{h} = 0,2$$

✓ O ângulo de inclinação das ancoragens, com a horizontal:

$$\theta = 15$$

✓ A profundidade a que se encontra a primeira ancoragem:

$$\frac{a_1}{h} = 0,25$$

✓ A profundidade a que se encontra a segunda ancoragem:

$$\frac{a_2}{h} = 0,75$$

As figuras 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam os pares de comprimentos de ancoragem estáveis para solos com as propriedades já enumeradas.

Na figura 4.1, quando as cortinas de contenção são instáveis, para determinados comprimentos de ancoragens, o programa permite dar a conhecer qual dos cinco mecanismos será responsável pela rotura global.

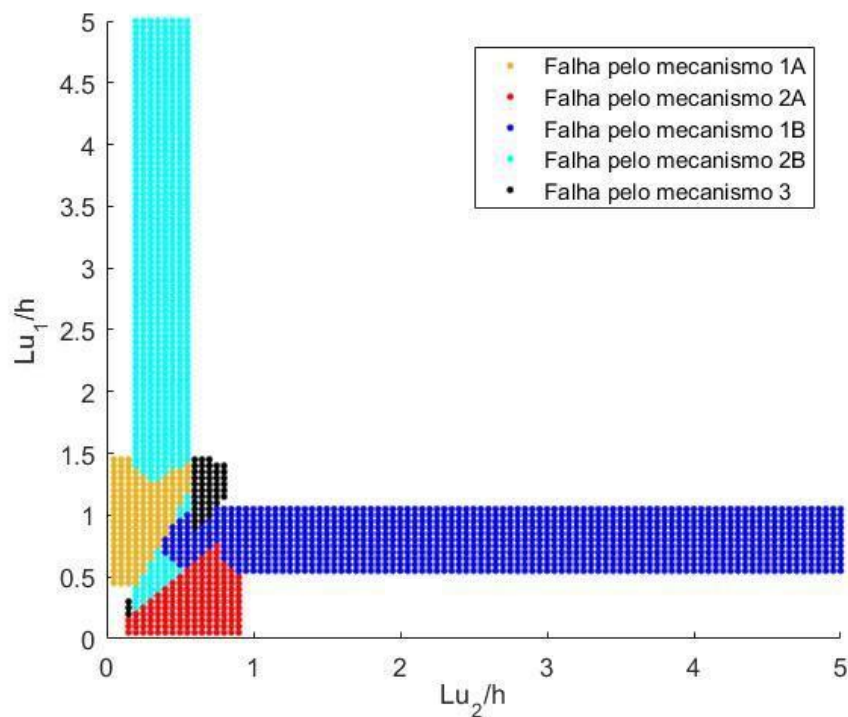


Figura 4.1.- Solo com resistência não drenada constante em profundidade, mecanismos responsáveis pelo colapso da cortina

No gráfico apresentado na figura 4.2, os pontos verdes os casos em que os comprimentos de ancoragem são suficientes para que a cortina verifique a estabilidade, os pares de ancoragem representados a vermelho são instáveis.

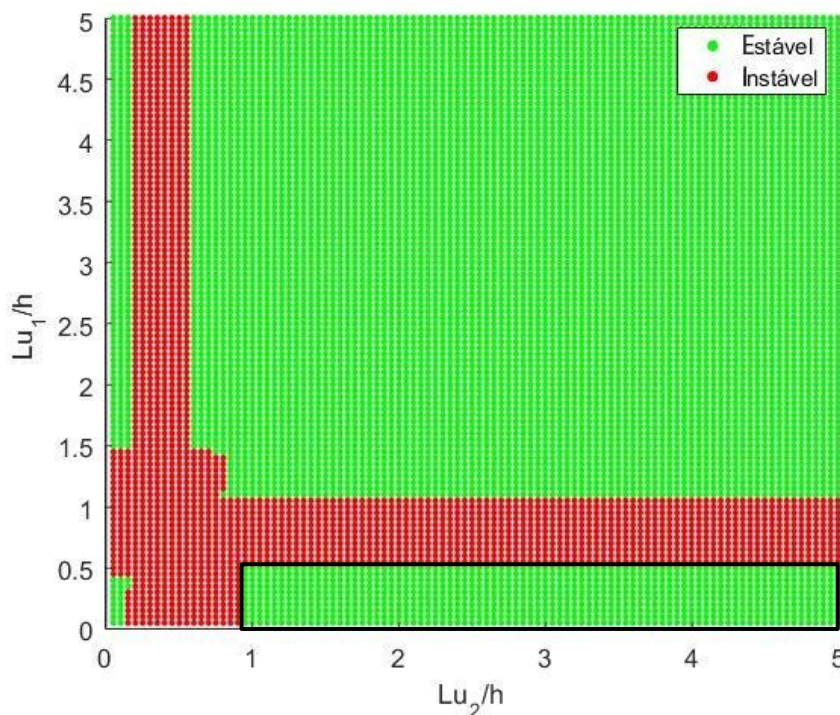


Figura 4.2.- Solo com resistência não drenada constante em profundidade, resultados pontuais a partir do método de Broms.

Com a figura 4.1 observa-se, por exemplo, que, para comprimentos muito elevados da segunda ancoragem o mecanismo responsável pelo colapso é o 1B, neste mecanismo a superfície de deslizamento passa pela selagem da primeira ancoragem e também contabiliza a força da segunda ancoragem.

Também se observa que, abaixo da zona instável e delimitada a preto, na figura 4.2, existe uma limitação no procedimento de cálculo e, esta zona apesar de estar a verde não é uma zona estável.

Esta limitação foi explicada em Vilão (2017), "[...] o mecanismo analisado obriga a que a superfície de deslizamento passe pela selagem [...] quando, na realidade, o mecanismo condicionante envolve essa selagem [...] Não é, portanto, pelo facto de a ancoragem 1 ser mais curta que o mecanismo se vai alterar [...]" (p.26). No entanto esta análise não foi tida em consideração na apresentação dos resultados da figura 4.2.

Os resultados da figura 4.2 são apresentados de forma simplificada na figura 4.3, nesta figura todos os comprimentos das ancoragens à direita e acima da linha são considerados estáveis. Os resultados abaixo e à esquerda da linha mostram comprimentos de ancoragem que não verificam a estabilidade global.

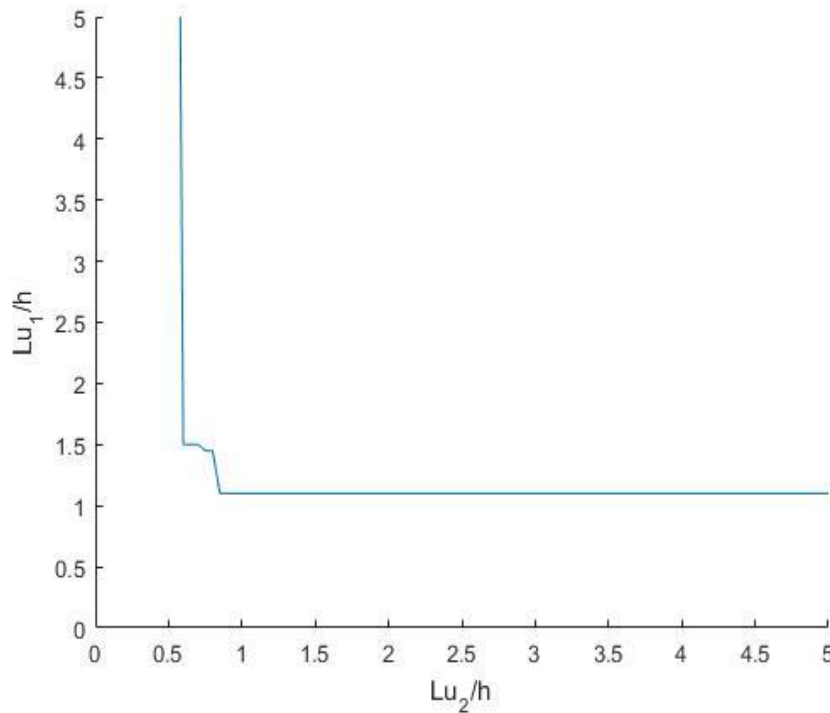


Figura 4.3.- Solo com resistência não drenada constante em profundidade, envolvente de colapso.

As três figuras já apresentadas, 4.1, 4.2 e 4.3 confirmaram os resultados de Vilão (2017).

No segundo caso estudado, considerou-se um solo de resistência variável linearmente em profundidade, com resistência à superfície nula. Todos os restantes parâmetros foram mantidos em relação ao primeiro caso considerado, apresentado na figura 4.4, os parâmetros considerados foram:

- ✓ A variação da resistência em profundidade:

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,25$$

- ✓ A resistência não drenada inicial:

$$\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0$$

- ✓ Solo saturado por capilaridade:

$$\frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} = 1$$

- ✓ A profundidade enterrada:

$$\frac{f}{h} = 0,2$$

- ✓ O ângulo de inclinação das ancoragens, com a horizontal:

$$\theta = 15$$

✓ A profundidade a que se encontra a primeira ancoragem:

$$\frac{a_1}{h} = 0,25$$

✓ A profundidade a que se encontra a segunda ancoragem:

$$\frac{a_2}{h} = 0,75$$

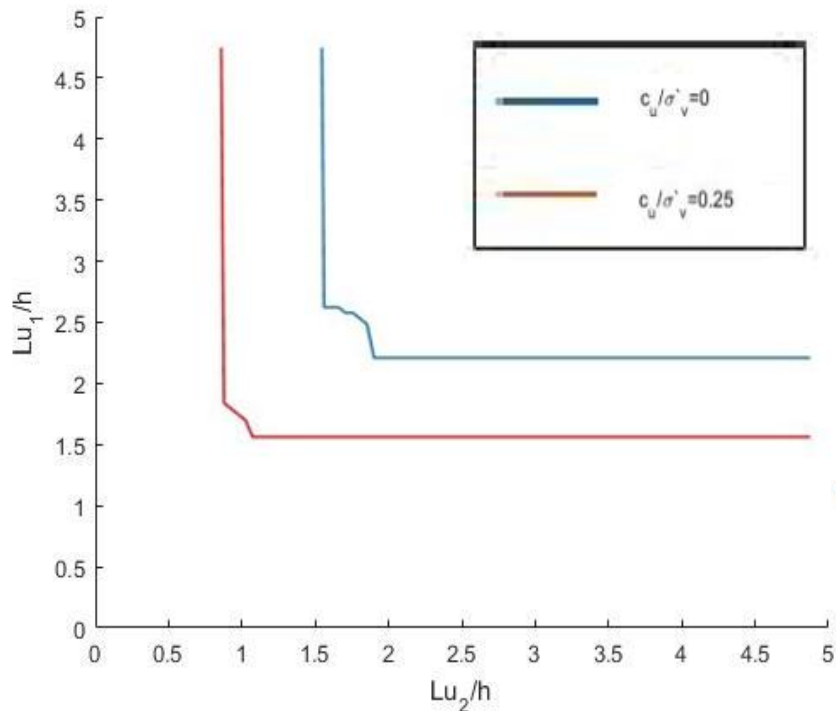


Figura 4.4. – Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com diferentes resistências não drenadas.

Na figura 4.4, compara-se os comprimentos de ancoragens quando a resistência é constante ou variável em profundidade, mantendo todos os restantes parâmetros.

A linha azul, representa os comprimentos de ancoragens estáveis, quando o solo apresenta uma resposta não drenada constante em profundidade. E a linha vermelha representa um solo com resistência não drenada variável linearmente em profundidade.

Num solo com resistência não drenada variável em profundidade a resistência não tem valor constante, para comparar os resultados foi necessário proceder ao cálculo da resistência média do solo, procedendo ao cálculo do valor médio da resistência desde o topo da cortina até ao fim da profundidade enterrada. Esta comparação foi possível, utilizando valores equivalentes de resistência não drenada constante e variável utilizando o seu valor médio.

No solo com resistência não drenada constante em profundidade, obtêm-se comprimentos de ancoragens mais elevados para verificar a estabilidade da estrutura, em relação ao solo com uma resistência variável em profundidade. Esta constatação deve-se ao

facto de a resistência ser relevante, nos mecanismos de colapso, em profundidades superiores à dos bolbos de selagem e na zona da profundidade enterrada, para mobilização do impulso passivo.

4.3. Consideração da sobrecarga q_1 e q_2 de igual valor

Nos dois casos apresentados ao longo deste subcapítulo, evidenciados pelos gráficos 4.5, 4.6, foram adicionadas sobrecargas, de valor $q_1 = 0,25$ e $q_2 = 0,25$, aos casos, apresentados no subcapítulo 4.2.

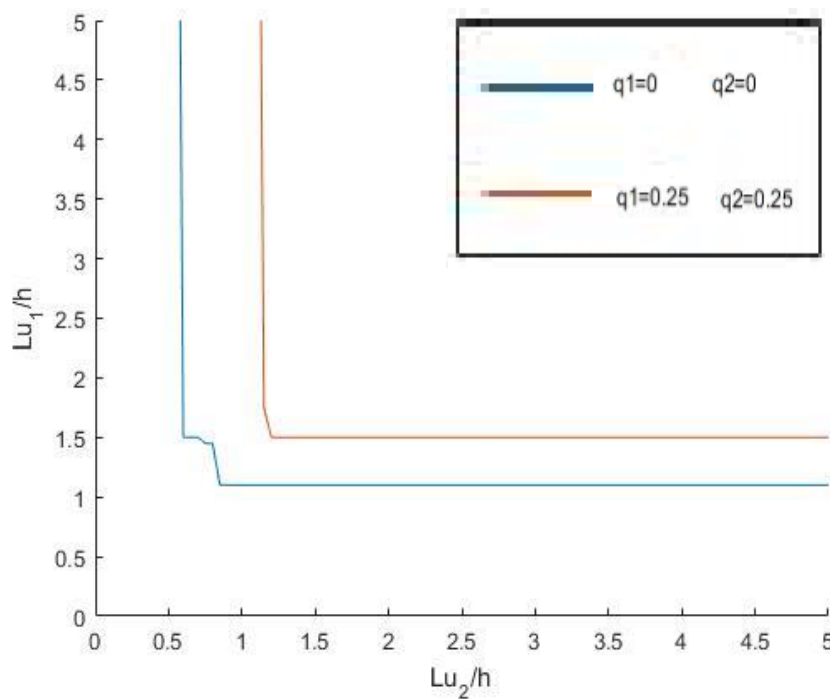


Figura 4.5.- Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada constante em profundidade, considerando ou não sobrecargas, $q_1 = 0,25$ e $q_2 = 0,25$.

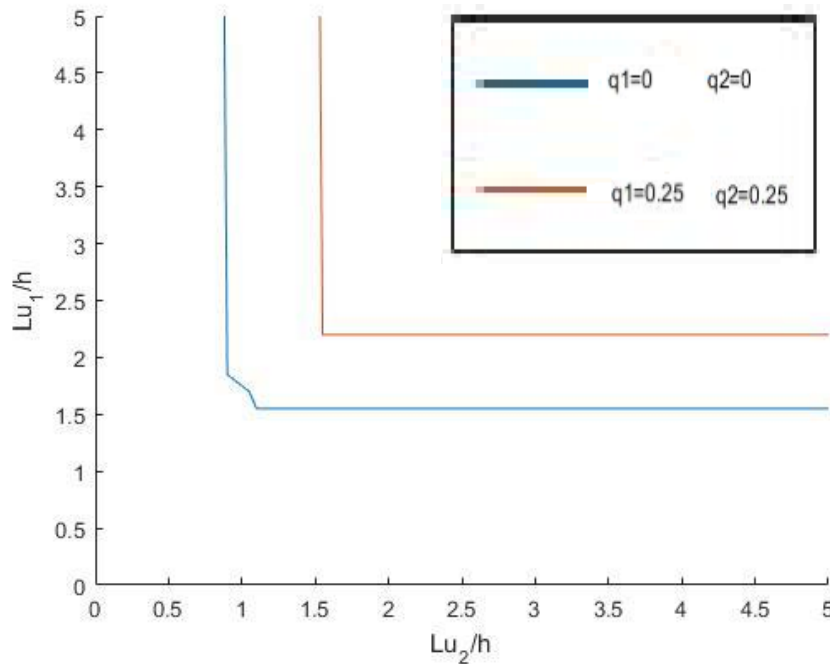


Figura 4.6.- Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada variável linearmente em profundidade, considerando ou não sobrecargas, $q_1 = 0,25$ e $q_2 = 0,25$.

Nos gráficos referidos a linha azul representa o caso sem sobrecarga e a linha vermelha representa os casos em que a sobrecarga tem valor de $q_1 = 0,25$ e $q_2 = 0,25$.

Pela análise dos resultados das figuras 4.5 e 4.6 pode concluir-se que, conforme esperado, quando adicionamos uma sobrecarga à estrutura, esta para ser estável, requer um par de ancoragens com maior comprimento.

4.4. Consideração da sobrecarga q_1 e q_2 de diferente valor

Neste subcapítulo são apresentados os gráficos 4.7 e 4.8 aos quais foram adicionadas sobrecargas de valor $q_1 = 0$ e $q_2 = 0,25$. Estas sobrecargas foram aplicadas à superfície do terreno. Os restantes parâmetros serão equivalentes ao subcapítulo 4.2.

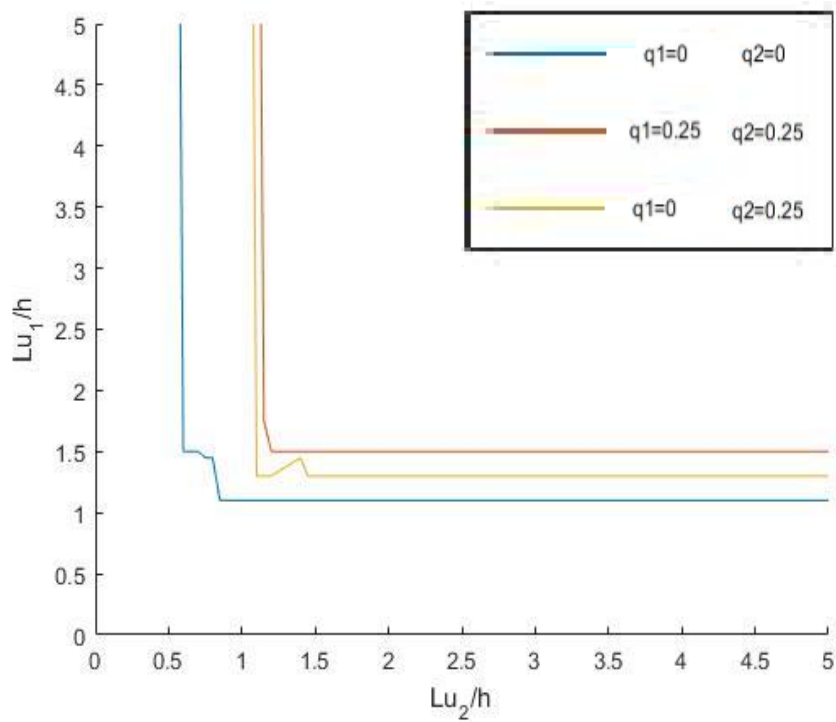


Figura 4.7.- Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada constante em profundidade, , considerando diferentes níveis de sobrecargas.

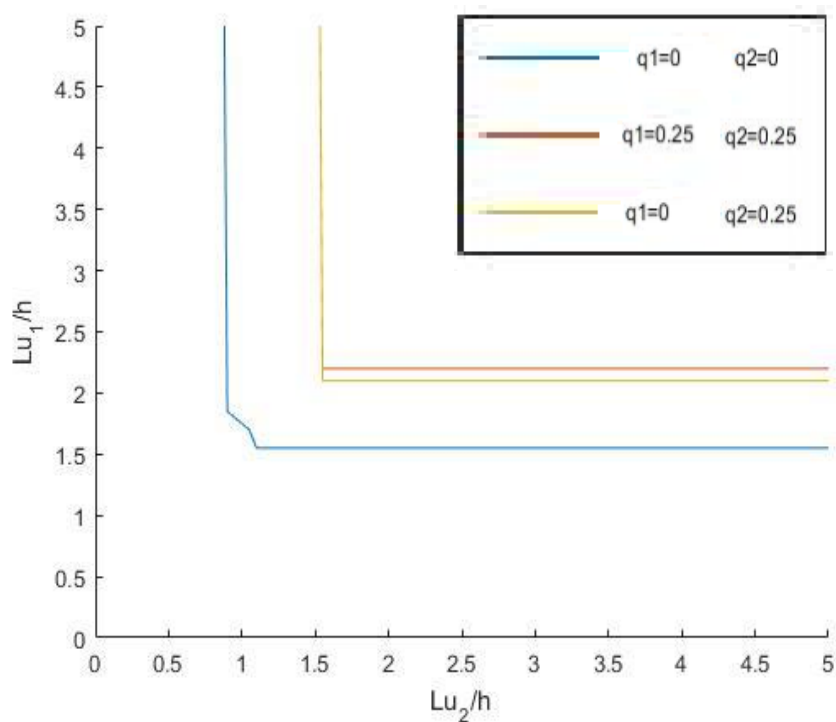


Figura 4.8.- Comparação de comprimentos de ancoragens em solos com a resistência não drenada variável linearmente em profundidade, considerando diferentes níveis de sobrecargas.

Como já foi apresentado no subcapítulo anterior, nos gráficos a linha azul representa o caso sem sobrecarga. A linha vermelha representa os casos em que a sobrecarga tem valor de $q_1 = 0,25$ e $q_2 = 0,25$. Por último, a linha laranja faz referência a casos com $q_1 = 0$ e $q_2 = 0,25$.

Como seria de esperar, com a introdução de uma sobrecarga, apenas a atuar no solo adjacente ao mecanismo de colapso, serão necessários comprimentos de ancoragem superiores ao caso em que não existe sobrecarga.

Também se conclui que uma sobrecarga distribuída ao longo de toda a cortina de contenção, provoca a necessidade de maiores comprimentos de ancoragens para verificar a estabilidade da cortina.

4.5. Resistência não drenada à superfície e variável em profundidade

Neste capítulo apresentam-se resultados correspondentes a solos respondendo em condições não drenadas, com resistência à superfície e variável linearmente em profundidade. Os três casos considerados na figura 4.9, diferem entre si nos valores das sobrecargas, q_1 e q_2 .

Em todas estas análises, consideraram-se os seguintes parâmetros:

- ✓ A variação da resistência em profundidade:

$$\frac{c_u}{\sigma'v} = 0,25$$

- ✓ A resistência não drenada inicial:

$$\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0,05$$

- ✓ Solo saturado por capilaridade:

$$\frac{\gamma^*}{\gamma_{sat}} = 1$$

- ✓ A profundidade enterrada:

$$\frac{f}{h} = 0,2$$

- ✓ O ângulo de inclinação das ancoragens, com a horizontal:

$$\theta = 15$$

- ✓ A profundidade a que se encontra a primeira ancoragem:

$$\frac{a_1}{h} = 0,25$$

✓ A profundidade a que se encontra a segunda ancoragem:

$$\frac{a_2}{h} = 0,75$$

Na figura 4.9 a linha azul representa um caso sem sobrecarga, a linha vermelha uma sobrecarga de, $q_1 = 0.25$ e $q_2 = 0.25$ e a linha laranja uma sobrecarga de, de $q_1 = 0$ e $q_2 = 0,25$.

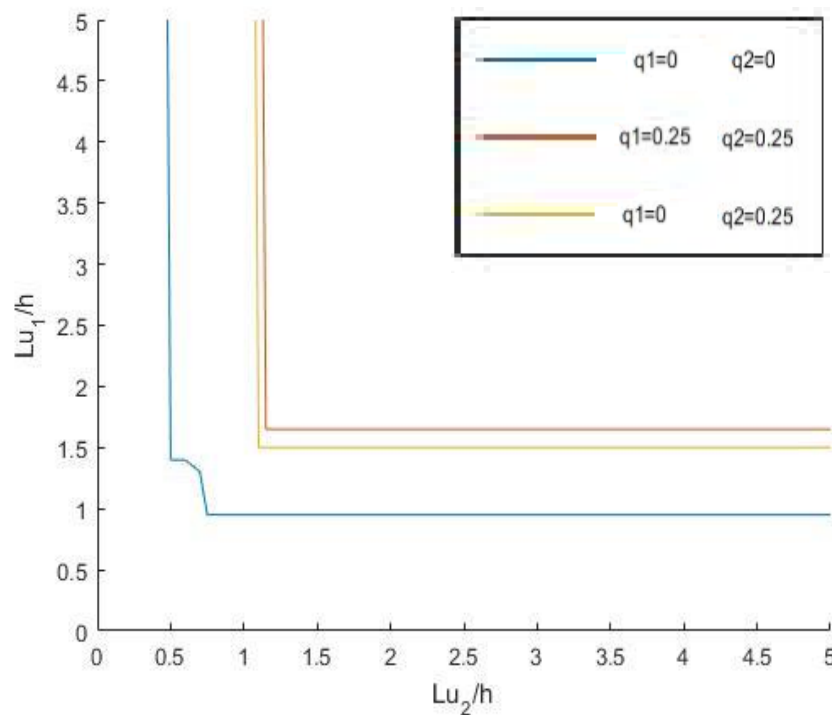


Figura 4.9.- Solos com resistência não drenada à superfície e variável linearmente em profundidade.

Como conclusão da comparação deste subcapítulo com os restantes retira-se que, como também seria de esperar, quando o solo não apresenta resistência não drenada à superfície, a estrutura necessita de comprimentos de ancoragens superiores, em relação a casos em que o solo tenha resistência à superfície.

Capítulo 5

Análise Paramétrica

5.1. Introdução

Após análise do estudo base, procedeu-se a uma análise paramétrica, ou seja, realizaram-se vários estudos, onde para cada um deles se fez variar um parâmetro de cada vez, para obter valores de comprimentos de ancoragem, $\frac{L_{u1}}{h}$ e $\frac{L_{u2}}{h}$.

Os parâmetros analisados foram:

- ✓ Ângulo de inclinação das ancoragens, θ .
- ✓ Profundidade enterrada da ficha, $\frac{f}{h}$.
- ✓ Variação da resistência não drenada com a profundidade, $\frac{c_u}{\sigma'_v}$.
- ✓ Resistência não drenada à superfície, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$.
- ✓ Sobrecargas uniformemente distribuídas, $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Os três primeiros parâmetros: θ , $\frac{f}{h}$, $\frac{c_u}{\sigma'_v}$ já foram estudados por Vilão (2017).

O ângulo de inclinação das ancoragens irá variar entre 0° e 45°, com incrementos de 15°

A profundidade enterrada da ficha adimensional será entre 0 e 1, com incrementos de 0,2.

O parâmetro, $\frac{c_u}{\sigma'_v}$, varia entre 0 e 0,4, com os valores de 0; 0,1; 0,2; 0,25; 0,3 e 0,4.

Os restantes parâmetros, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$, $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$, tomam os valores de 0; 0,05; 0,1; 0,2; 0,25 e 0,5.

Os parâmetros $\frac{a_1}{h}$ e $\frac{a_2}{h}$ foram mantidos constantes:

A profundidade a que se encontra a primeira ancoragem, $\frac{a_1}{h}$ é de 0,25.

A profundidade a que se encontra a segunda ancoragem, $\frac{a_2}{h}$ é de 0,75.

Pretende-se variar um destes parâmetros e manter todos os outros. Ao variar-se um parâmetro todos os outros serão constantes, com o valor de:

- ✓ Ângulo de inclinação das ancoragens, $\theta = 15$.
- ✓ Profundidade enterrada da ficha, $\frac{f}{h} = 0,2$.
- ✓ Variação da resistência não drenada com a profundidade, $\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,25$.

- ✓ Resistência não drenada à superfície, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h} = 0,05$.
- ✓ Sobrecargas uniformemente distribuídas, $\frac{q_1}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$.

5.2. Organização dos resultados

As figuras mostram resumidamente os resultados obtidos para os casos escolhidos, para os diversos pares de comprimentos de ancoragem.

Em todos os subcapítulos é apresentado apenas um caso, no qual se demonstra a variação de um parâmetro. Para completar o estudo serão apresentados em anexo, os cinco parâmetros já apresentados, nomeadamente, A, B, C, D e E. Também se apresentará um outro subcapítulo, o subcapítulo 5.4, no qual o solo será analisado sem sobrecarga.

5.3. Influência da variação da resistência com a profundidade, com sobrecarga nula

Para avaliar a influência do parâmetro da resistência não drenada variável linearmente em profundidade, $\frac{c_u}{\sigma'_v}$ na estabilidade das cortinas de contenção obtêm-se os resultados na figura 5.1, nos quais se manteve constante os parâmetros: $\theta = 15$, $\frac{f}{h} = 0,2$, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h} = 0,05$, $\frac{q_1}{\gamma_{sat}.h} = 0$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat}.h} = 0$.

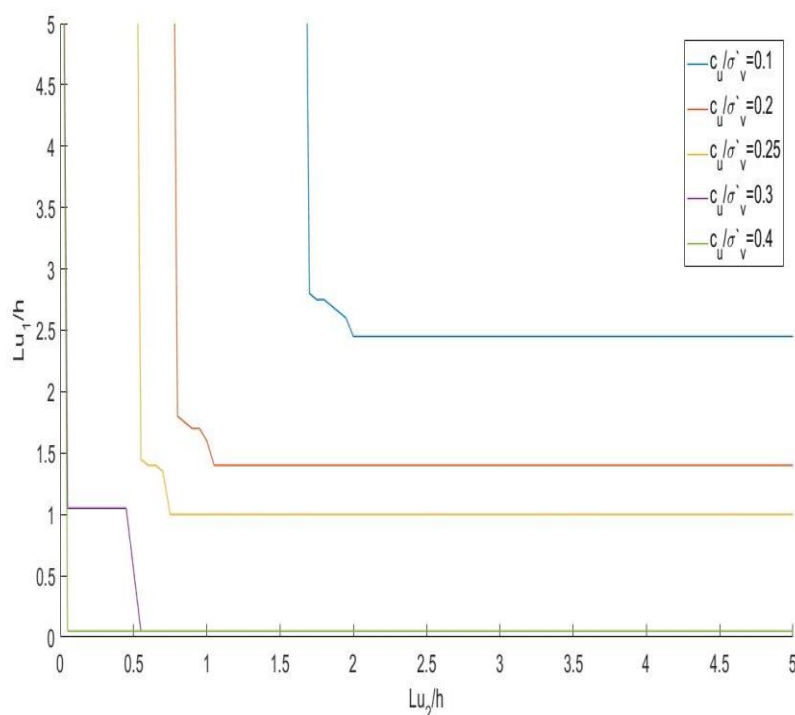


Figura 5.1.-Influência do parâmetro $\frac{c_u}{\sigma'_v}$, sem sobrecargas.

Pela observação da figura 5.1 conclui-se que, os maiores comprimentos de ancoragens refletem-se em solos com menor variação da resistência não drenada em profundidade.

5.4. Influência da variação da resistência com a profundidade

Para avaliar a influência do parâmetro da resistência não drenada variável linearmente em profundidade, $\frac{c_u}{\sigma'_v}$ na estabilidade das cortinas de contenção obtêm-se os resultados na figura 5.2, nos quais se manteve constante os parâmetros: $\theta = 15^\circ$, $\frac{f}{h} = 0,2$, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0,05$, $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0.25$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0.25$.

Para diferenciar este estudo com o do capítulo anterior, adicionaram-se as sobrecargas uniformemente distribuídas, $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Os restantes parâmetros foram considerados com os valores descritos no subcapítulo anterior.

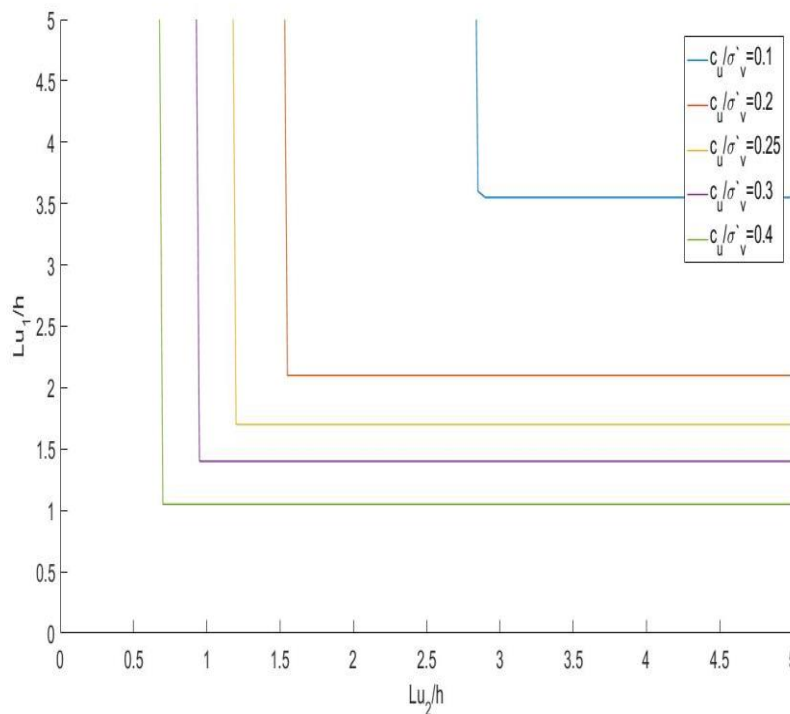


Figura 5.2.- Influência do parâmetro $\frac{c_u}{\sigma'_v}$.

Neste subcapítulo retira-se como conclusão que, para solos com maiores resistências não drenadas à superfície, tal como se pode observar no anexo A serão necessários menores comprimentos de ancoragem para verificar a estabilidade.

Ao contrário da resistência não drenada à superfície e da resistência variável linearmente em profundidade, as sobrecargas implicam maiores comprimentos de ancoragens para estar verificada a estabilidade da cortina de contenção.

5.5. Influência do ângulo de inclinação das ancoragens

Para avaliar a influência do parâmetro ângulo de inclinação de ancoragens, θ na estabilidade das cortinas de contenção obtêm-se os resultados na figura 5.3, nos quais se manteve constante os parâmetros: $\frac{c_u}{\sigma'v} = 0,25$, $\frac{f}{h} = 0,2$, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h} = 0,05$, $\frac{q_1}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$.

Obtêm-se os resultados de $\frac{L_{u1}}{h}$ e $\frac{L_{u2}}{h}$ para os diferentes valores de θ .

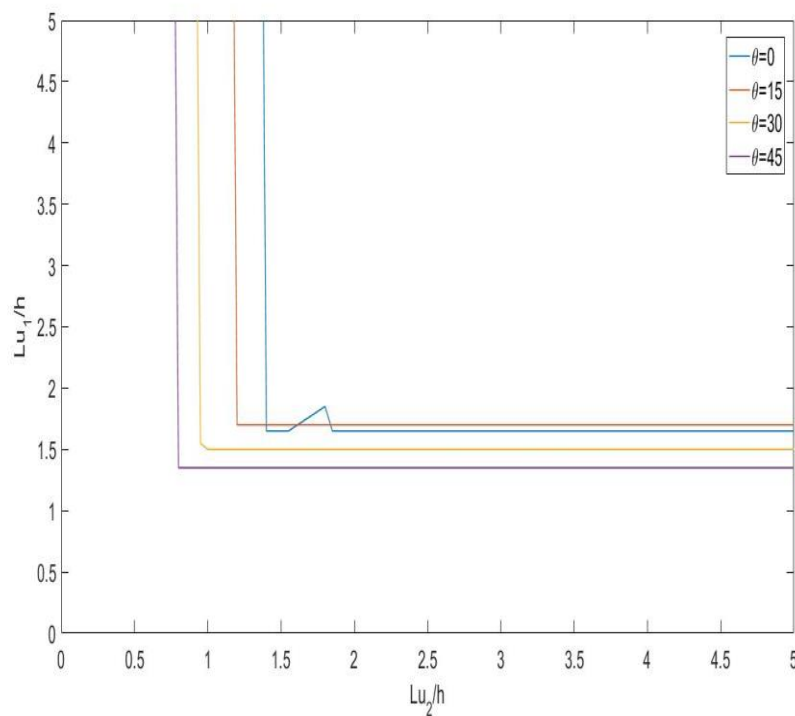


Figura 5.3.- Influência do parâmetro θ .

Com estes resultados permite-se concluir que, um aumento da inclinação das ancoragens, leva a que seja necessário um menor comprimento útil das ancoragens.

No entanto, quando as ancoragens se encontram na posição horizontal, com ângulo de inclinação nulo, a partir de certo valor de $\frac{L_{u2}}{h}$ o valor necessário de $\frac{L_{u1}}{h}$ é menor. Podendo muitas vezes ser nulo, como acontece no Anexo B.

5.6. Influência da profundidade enterrada

Ao longo deste subcapítulo será apresentado a figura, 5.4 para avaliar a influência do parâmetro, $\frac{f}{h}$ na estabilidade das cortinas de contenção, com os seguintes parâmetros: $\frac{c_u}{\sigma'v} = 0,25$, $\theta = 15^\circ$, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h} = 0,05$, $\frac{q_1}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$.

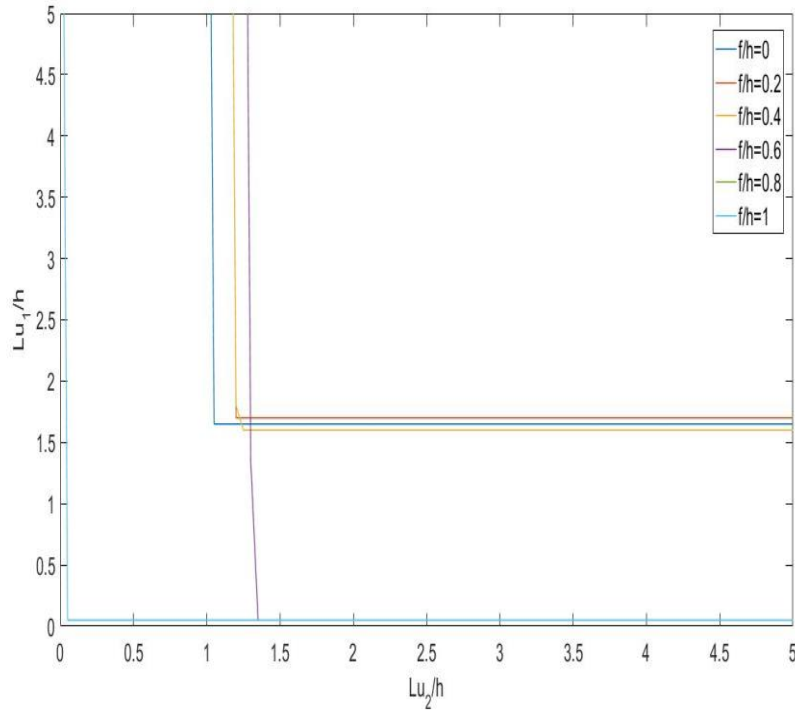


Figura 5.4.- Influência do parâmetro $\frac{f}{h}$.

Pela análise da figura 5.4, conclui-se que, uma maior profundidade enterrada da ficha implicará menores comprimentos de ancoragens, de modo a estar verificada a estabilidade. No entanto para profundidades enterradas da ficha muito baixas, o comprimento das ancoragens utilizado deverá ser maior, com o aumento da profundidade enterrada da ficha.

5.7. Influência da resistência à superfície

Ao longo deste subcapítulo será apresentado a figura, 5.5 para avaliar a influência do parâmetro, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h}$ na estabilidade das cortinas de contenção, com os seguintes parâmetros: $\frac{c_u}{\sigma'v} = 0,25$, $\theta = 15^\circ$, $\frac{f}{h} = 0,2$, $\frac{q_1}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat}.h} = 0,25$.

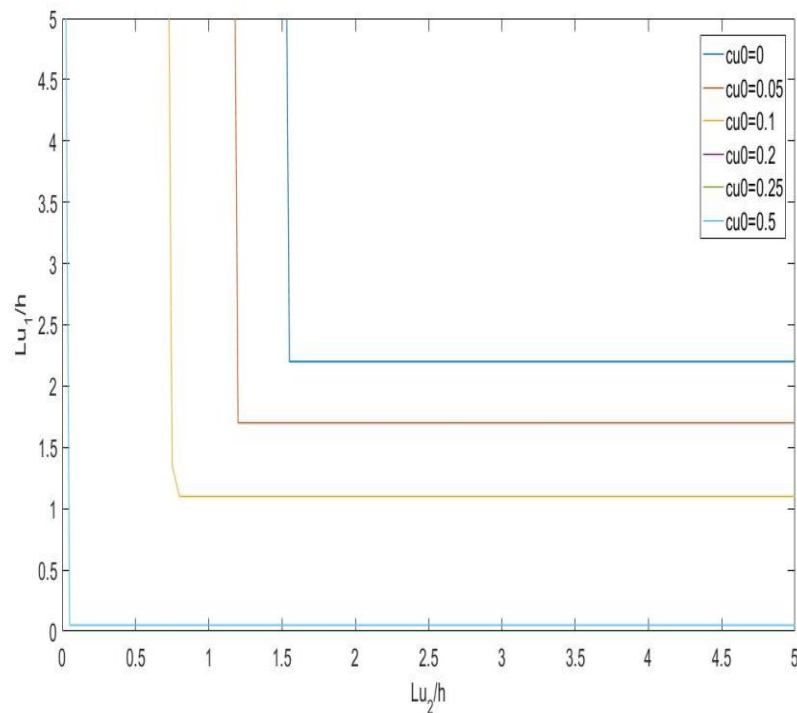


Figura 5.5.- Influência do parâmetro $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Nas figuras acima, solos com resistências não drenadas à superfície e variáveis linearmente em profundidade superiores, implicam menores comprimentos de ancoragens.

Para solos com resistência não drenada à superfície superior a, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0,2$, não são necessárias ancoragens para verificar a estabilidade da cortina.

5.8. Influência da sobrecarga uniformemente distribuída

Para avaliar a influência dos parâmetros da sobrecarga uniformemente distribuída, $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$, na estabilidade das cortinas de contenção obtêm-se os resultados na figura 5.6, nos quais se manteve constante os parâmetros: $\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,25$, $\frac{f}{h} = 0,2$, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h} = 0,05$, $\theta = 15$.

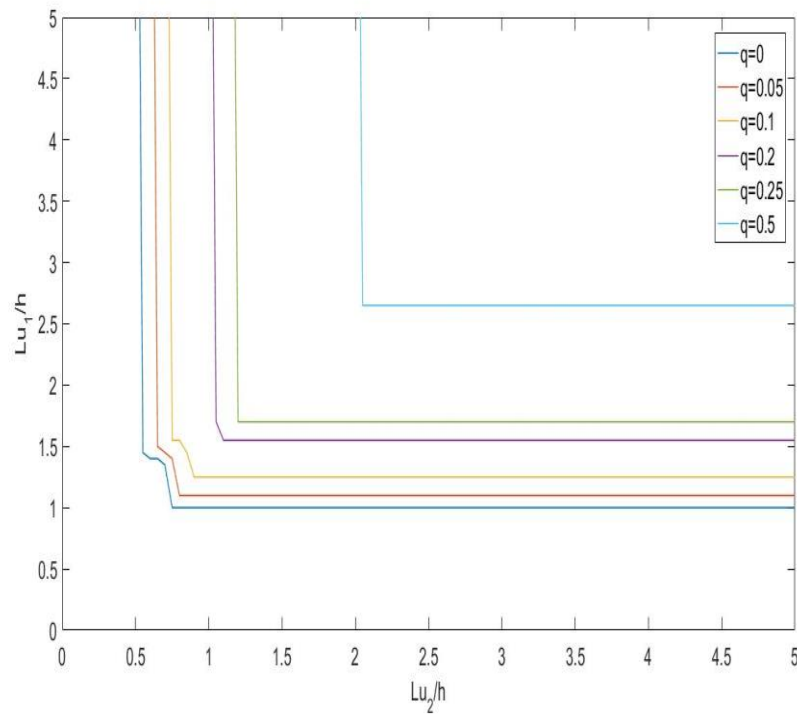


Figura 5.6.- Influência do parâmetro $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Nesta análise conclui-se que, uma maior sobrecarga distribuída, implica maiores comprimentos de ancoragens. Solos com maior resistência não drenada à superfície, permitem comprimentos de ancoragens menores.

As sobrecargas são desfavoráveis à estabilidade da cortina de contenção.

Capítulo 6

Considerações finais

6.1. Conclusão

No presente trabalho aplicou-se o método de Broms a cortinas dotadas de dois níveis de ancoragens, realizadas em solos respondendo em condições não drenadas com resistência não drenada à superfície não nula e variação linear com a profundidade. À superfície do terreno foi admitida uma sobrecarga uniformemente distribuída.

Os cinco parâmetros utilizados foram, o ângulo de inclinação das ancoragens (θ), profundidade enterrada da ficha ($\frac{f}{h}$), a variação da resistência não drenada com a profundidade ($\frac{c_u}{\sigma'v}$), a resistência não drenada à superfície ($\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h}$), as sobrecargas uniformemente distribuídas, ($\frac{q_1}{\gamma_{sat}.h}$) e ($\frac{q_2}{\gamma_{sat}.h}$). Tendo sido variados apenas um e mantidos todos os outros.

O estudo realizado permite chegar às seguintes conclusões em relação aos comprimentos das ancoragens:

- Uma maior profundidade enterrada da cortina, é favorável à estabilidade da cortina de contenção, como tal serão necessários menores comprimentos de ancoragens.
- Para um maior ângulo de inclinação das ancoragens, serão necessários menores comprimentos de ancoragens.
- Quando o solo apresenta valores elevados de resistência não drenada variável linearmente em profundidade, serão necessários menores comprimentos de ancoragens.
- As sobrecargas uniformemente distribuídas são desfavoráveis à estabilidade da cortina ancorada, para valores superiores de sobrecargas, utilizar-se-ão maiores comprimentos de ancoragens.
- Valores elevados de resistência não drenada à superfície, permitem que o comprimento das ancoragens seja menor.

6.2. Desenvolvimento de trabalhos futuros

Com a finalidade de contribuir para o seguimento de estudos futuros dentro do tema apresentado no presente trabalho, considera-se que seria pertinente uma análise em elementos finitos, para que se possa comparar com esta dissertação, considerando um solo respondendo em condições não drenadas, com resistência à superfície e variável linearmente em profundidade, considerando uma sobrecarga uniformemente distribuída. Também seria pertinente a realização de um estudo para um maior número de ancoragens e também a comparação com o método de Broms.

Bibliografia

Almeida e Sousa, J., 2007. Estruturas de Suporte Flexíveis. Apontamentos da disciplina Obras de Escavação e Contenção da área de especialização em Geotecnia da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Fang, H.-Y., 1991. Foundation Engineering Handbook 2^o Edition, Springer US.

Jelinek, R. & Ostermayer, H., 1967. Zur Berechnung von Fangedammen und Verankerten Stützwänden. Em *Die Bautechnik*.

Matos Fernandes, M.A. de, 1983. Estruturas flexíveis para suporte de terras: Novos métodos de dimensionamento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

More, J.Z.P., 2003. Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Ranke, A. & Ostermayer, H., 1968. Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung Mehrfach Verankerter Baugrubenumschlie. Em *Die Bautechnik*.

Terzaghi, K. & Peck, R.B., 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, Hoboken.

Terzaghi, K. & Peck, R.B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice. Second Edition John Wiley, New York.

Vilão, P., 2017. Análise da Estabilidade Global de Escavações Ancoradas em Condições Não Drenadas. Universidade Nova de Lisboa.

Anexo A

Neste anexo são apresentados os resultados obtidos nas análises paramétricas do subcapítulo 5.3, no qual se observa a influência do parâmetro, $\frac{c_u}{\sigma'_v}$.

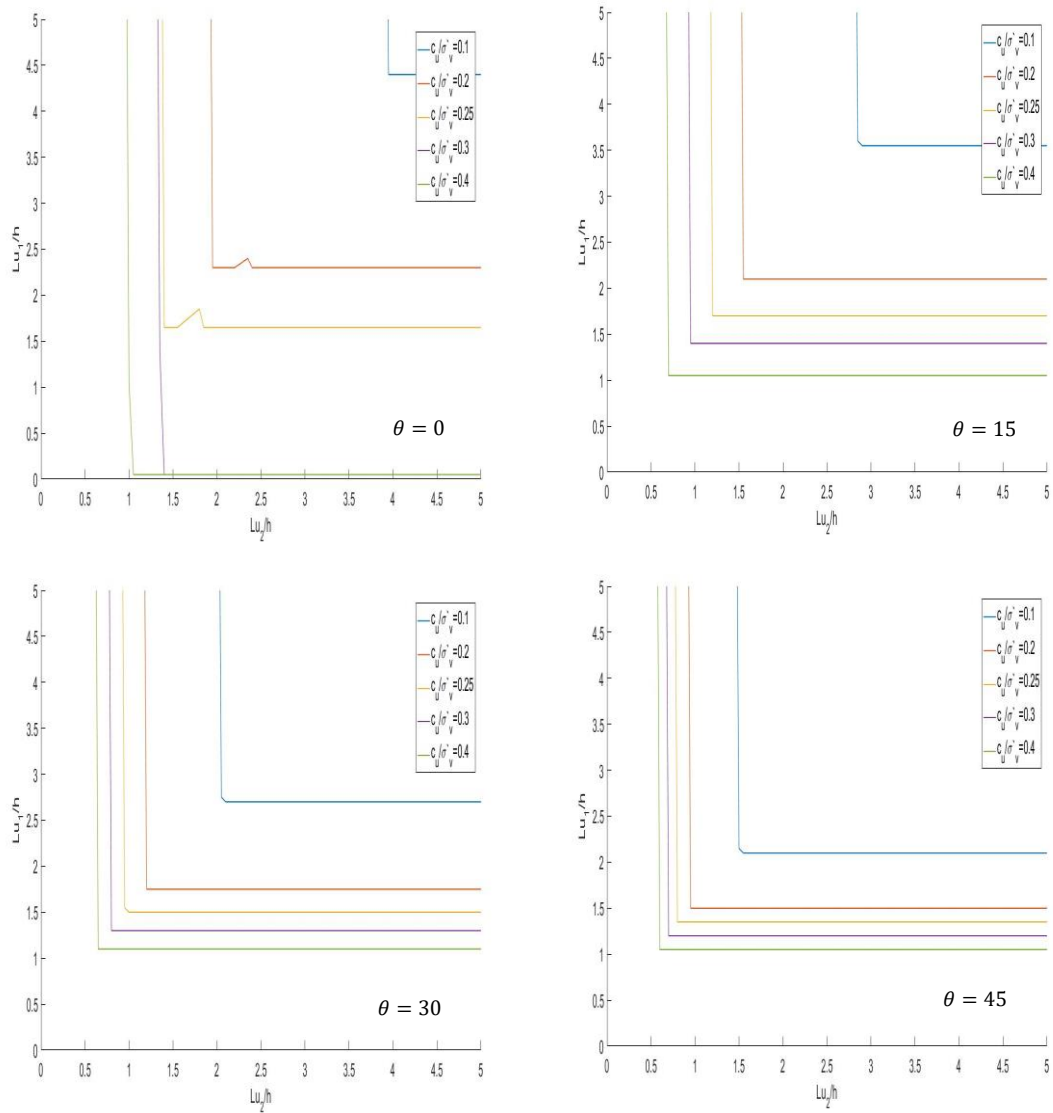


Figura A.1- Resultados da análise paramétrica a $\frac{c_u}{\sigma'_v}$ com diferentes valores de θ .

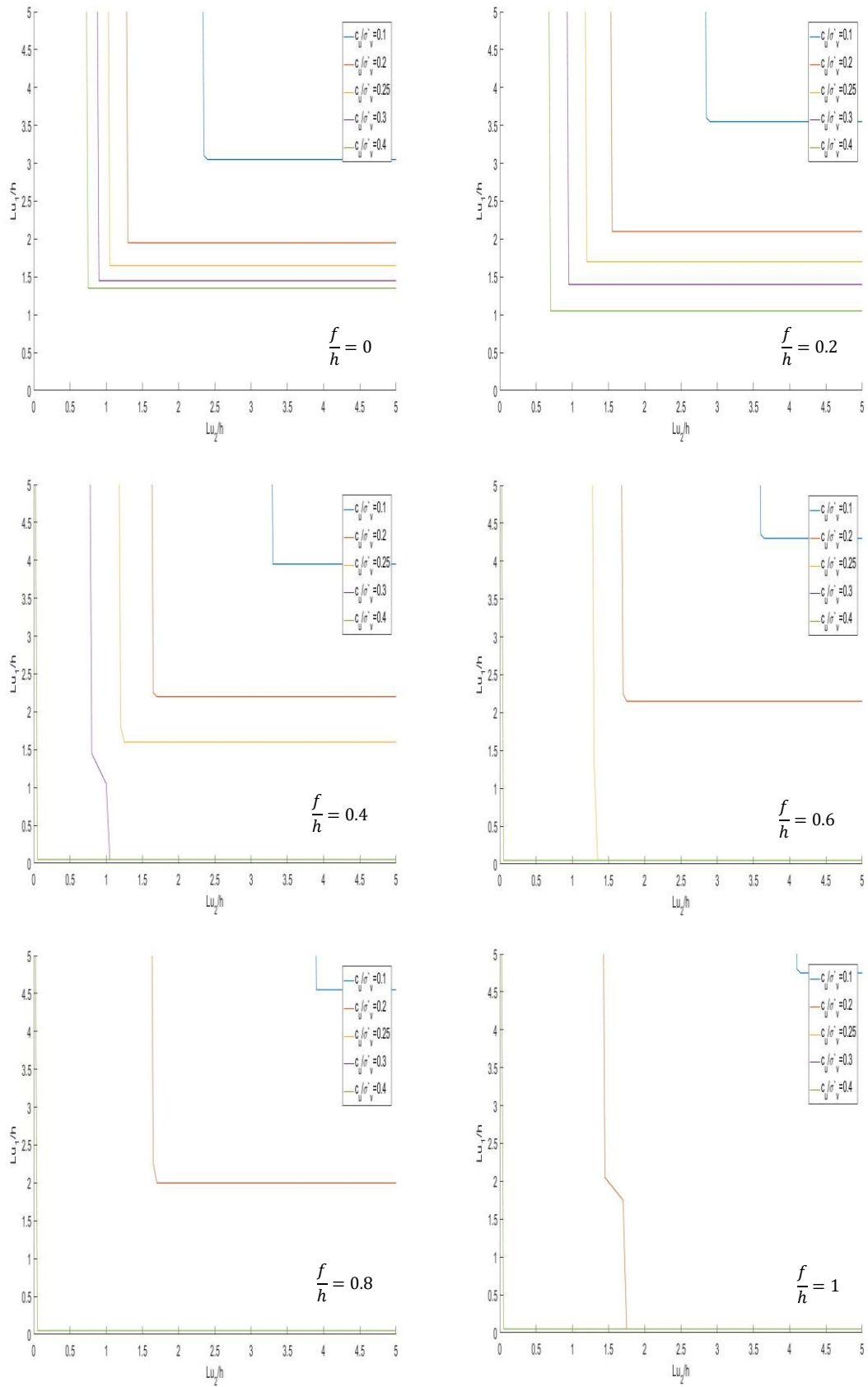


Figura A.2- Resultados da análise paramétrica a $\frac{c_u}{\sigma_v}$ com diferentes valores de $\frac{f}{h}$.

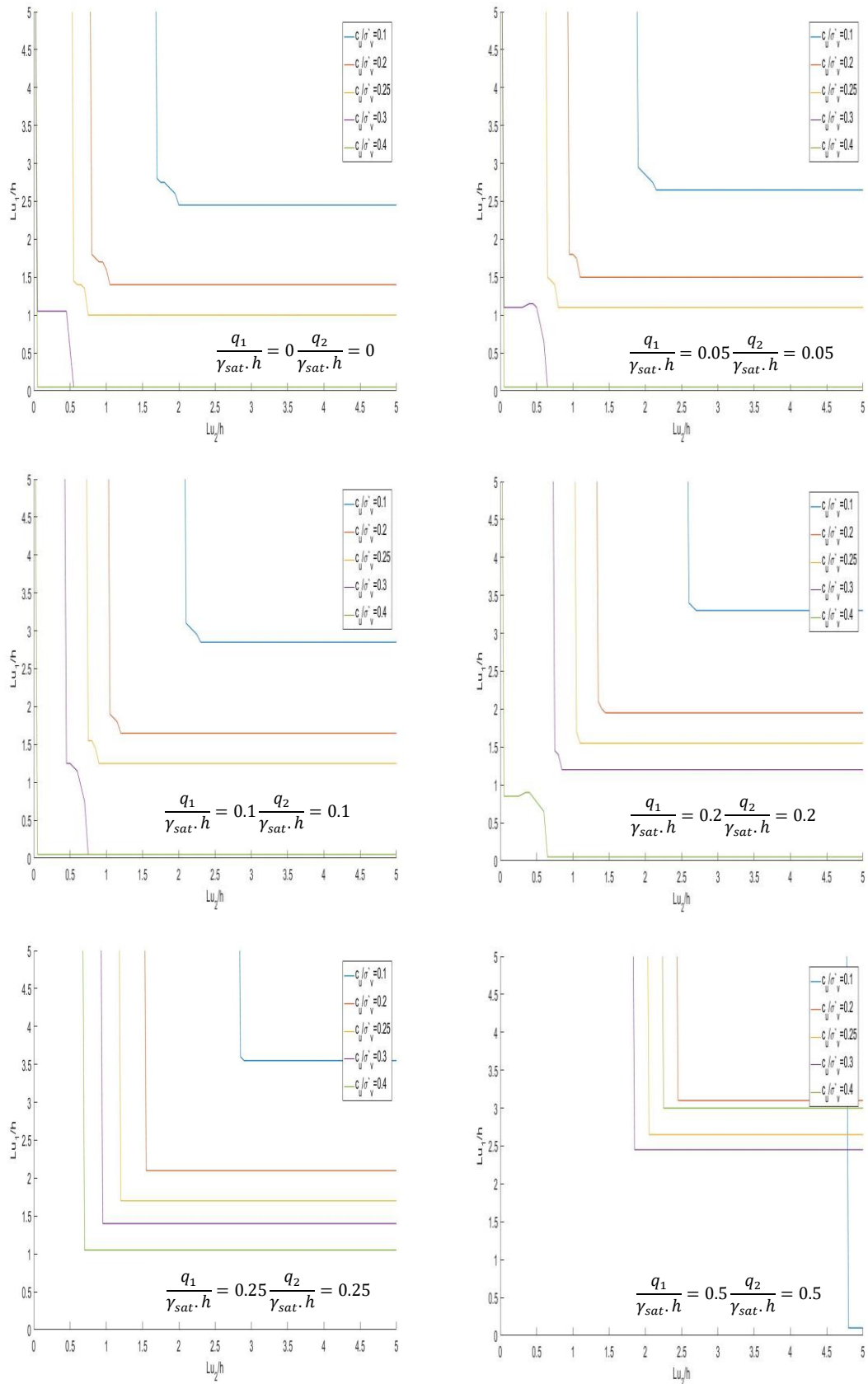


Figura A.3- Resultados da análise paramétrica a $\frac{c_u}{\sigma_v}$ com diferentes valores de $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

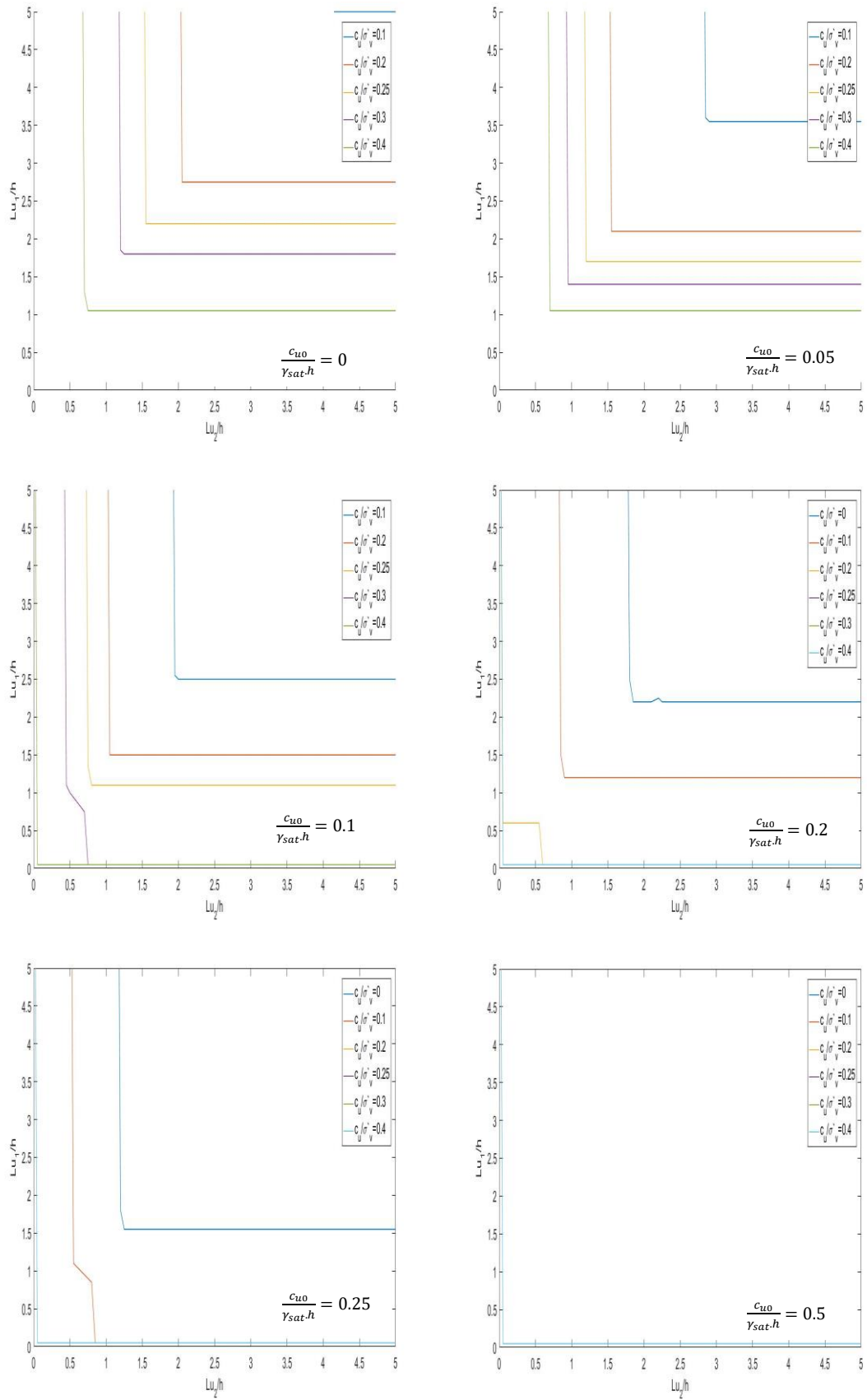
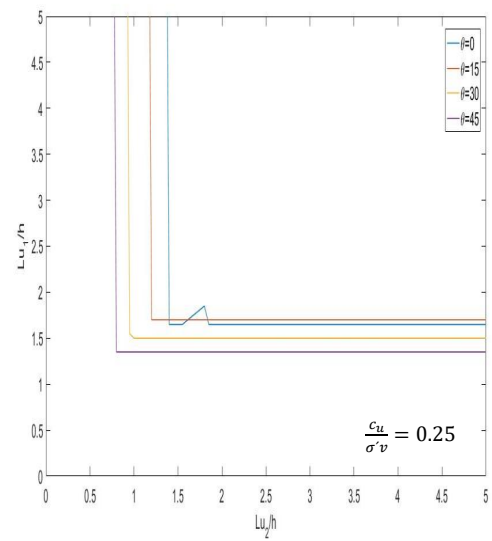
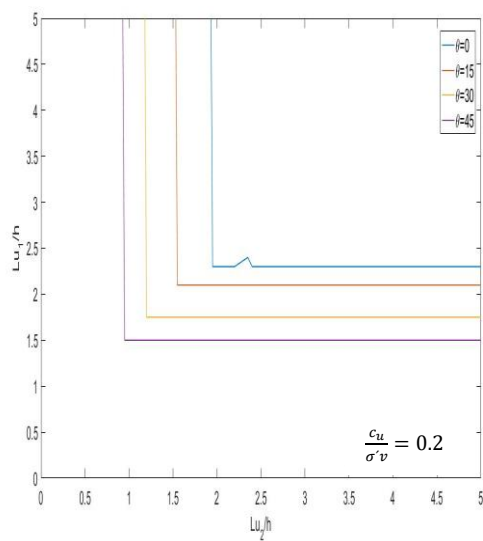
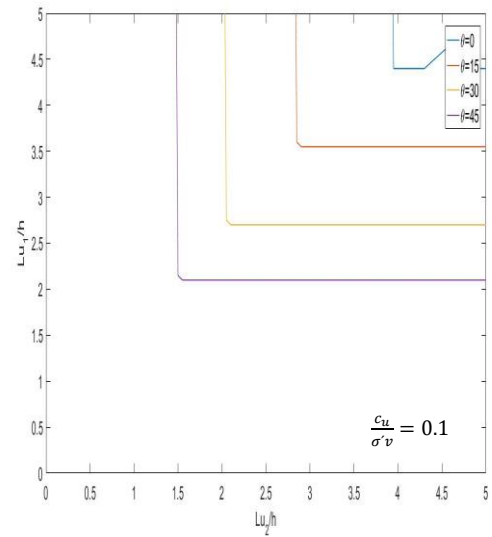
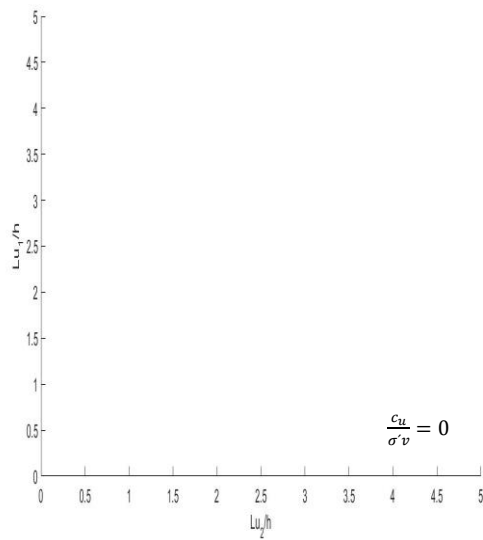


Figura A.4- Resultados da análise paramétrica a $\frac{c_u}{\sigma_v}$ com diferentes valores de $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Anexo B

Neste anexo são apresentados os resultados obtidos nas análises paramétricas do subcapítulo 5.4, no qual se observa a influência do parâmetro, θ .



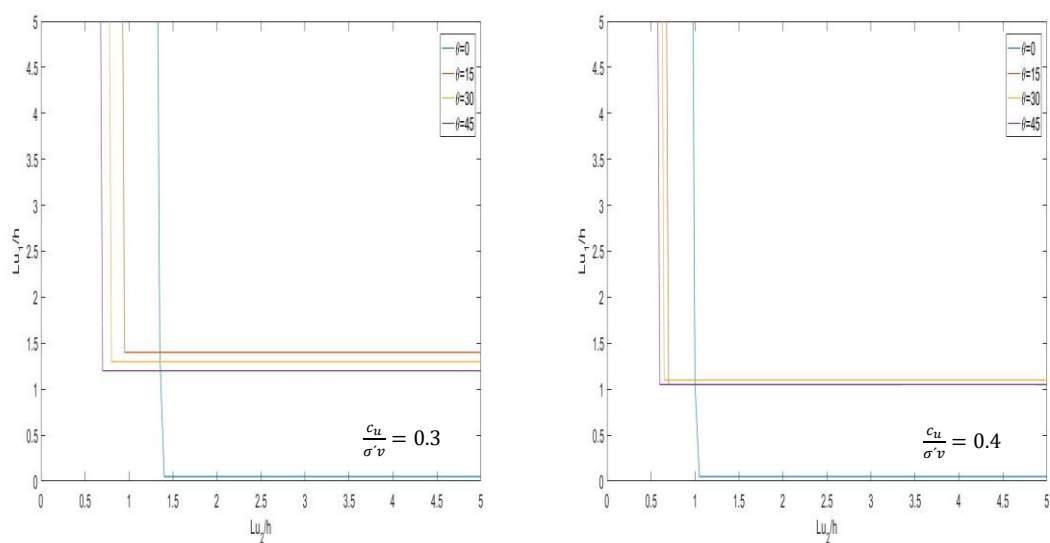


Figura B.1- Resultados da análise paramétrica a θ com diferentes valores de $\frac{c_u}{\sigma'_v}$.

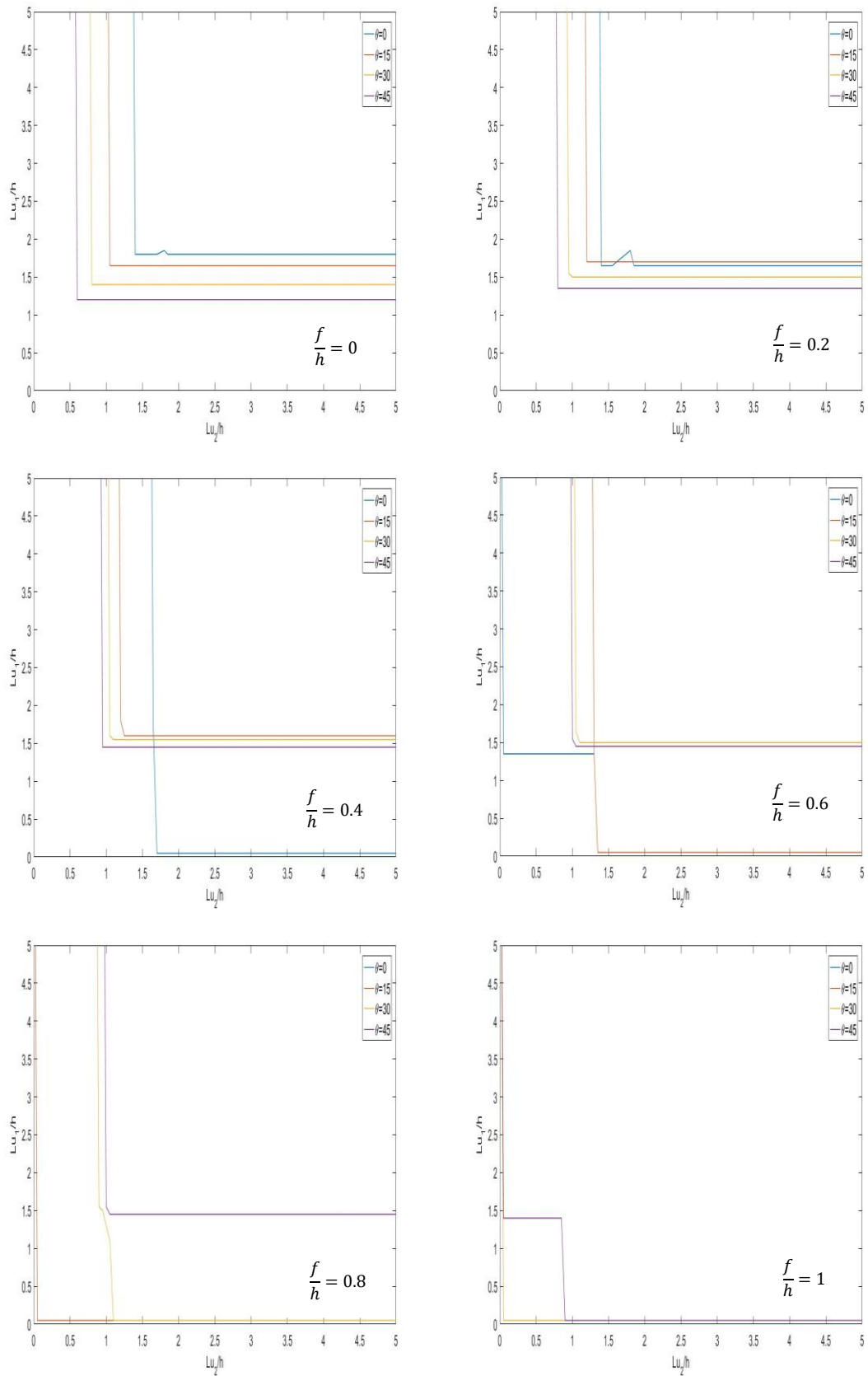


Figura B.2- Resultados da análise paramétrica a θ com diferentes valores de $\frac{f}{h}$.

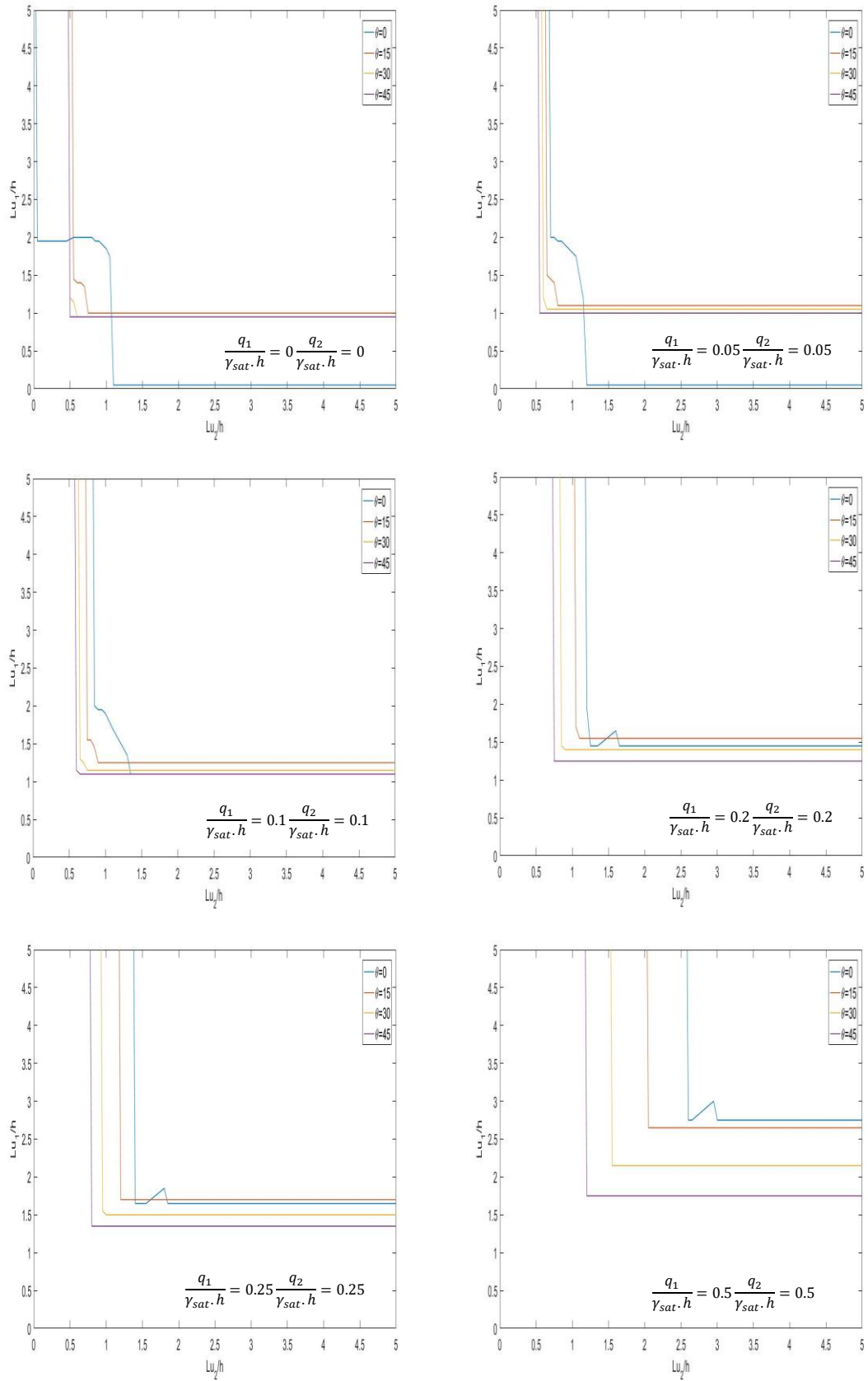


Figura B.3- Resultados da análise paramétrica a θ com diferentes valores de $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

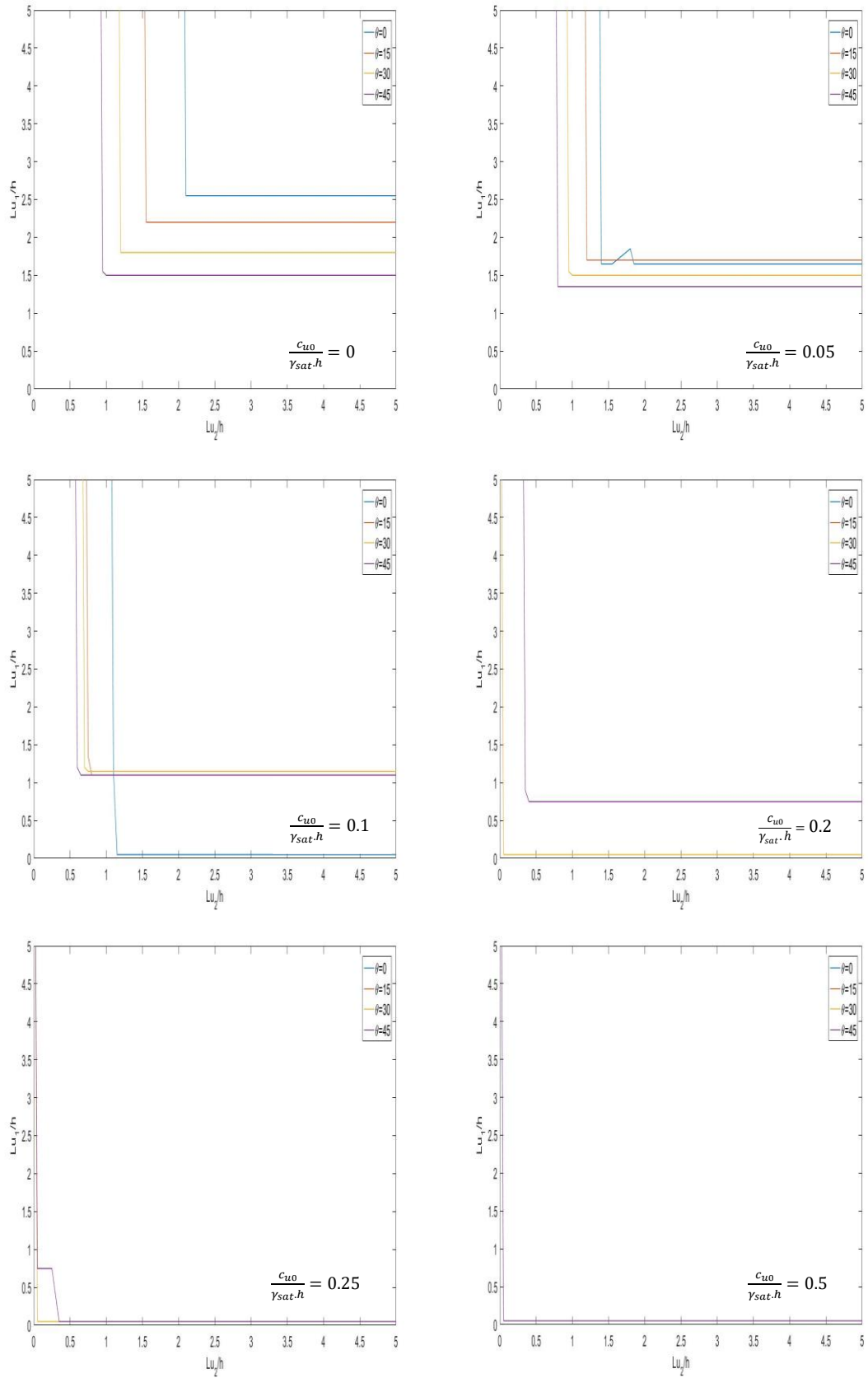
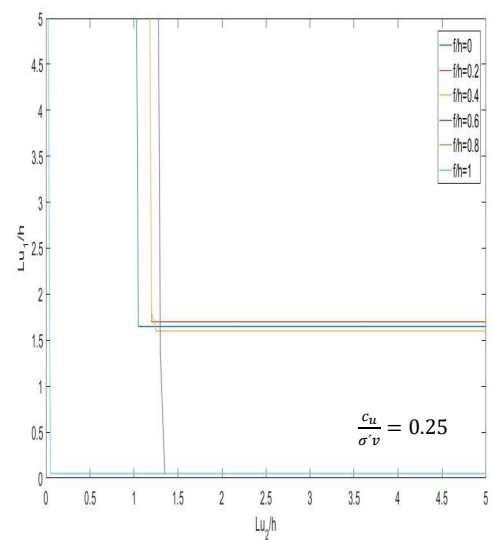
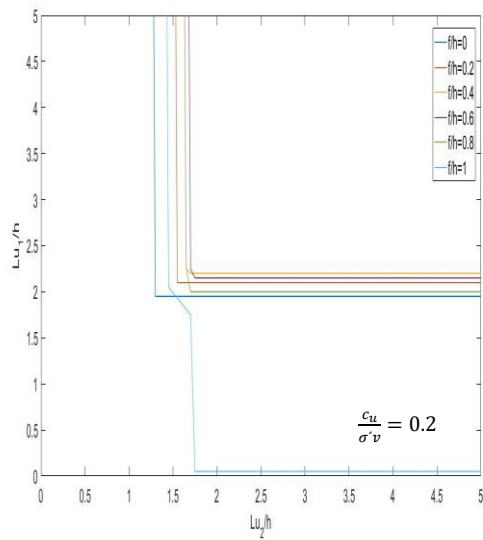
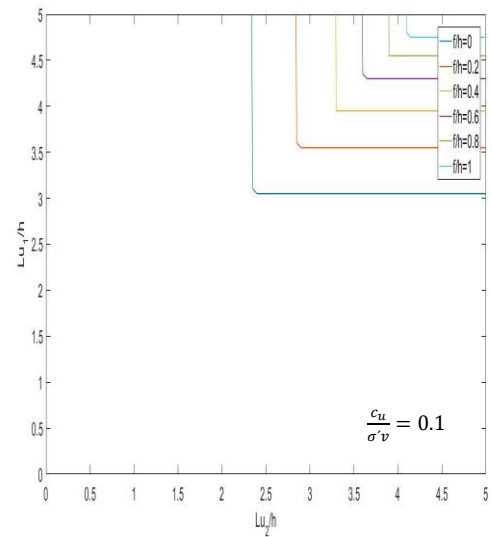
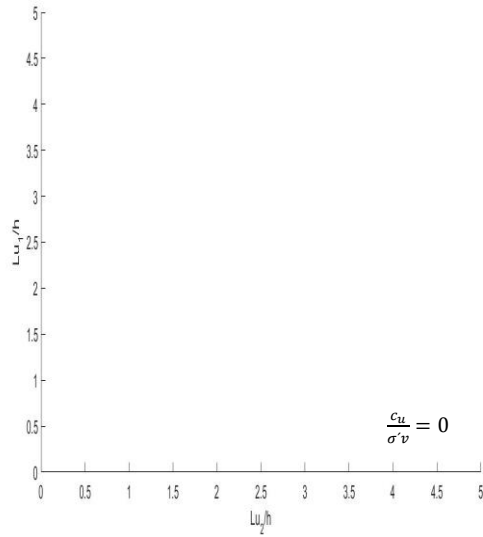


Figura B.4- Resultados da análise paramétrica a θ com diferentes valores de $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Anexo C

Neste anexo são apresentados os resultados obtidos nas análises paramétricas do subcapítulo 5.5, no qual se observa a influência do parâmetro, $\frac{f}{h}$.



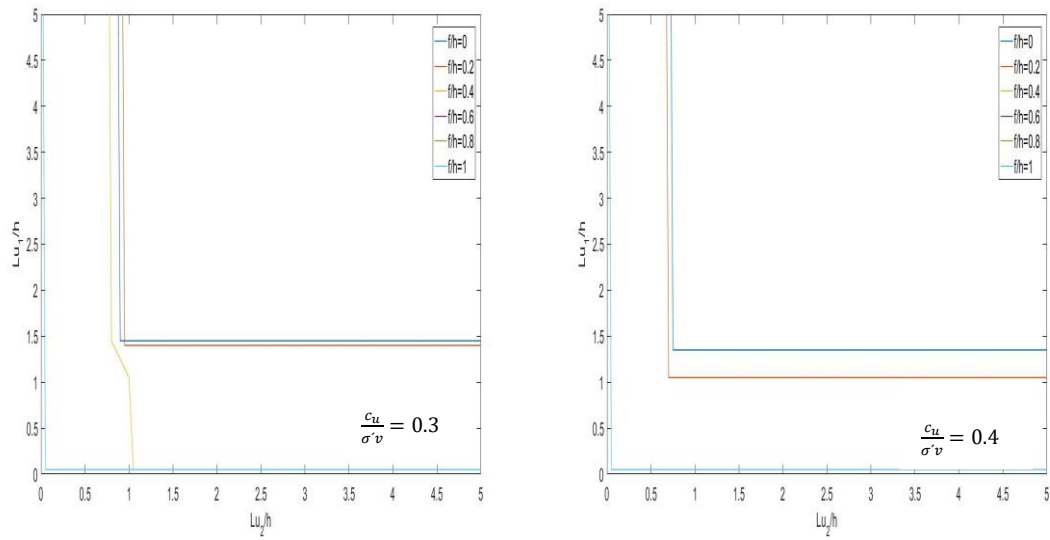


Figura C.1- Resultados da análise paramétrica a $\frac{f}{h}$ com diferentes valores de $\frac{c_u}{\sigma'_v}$.

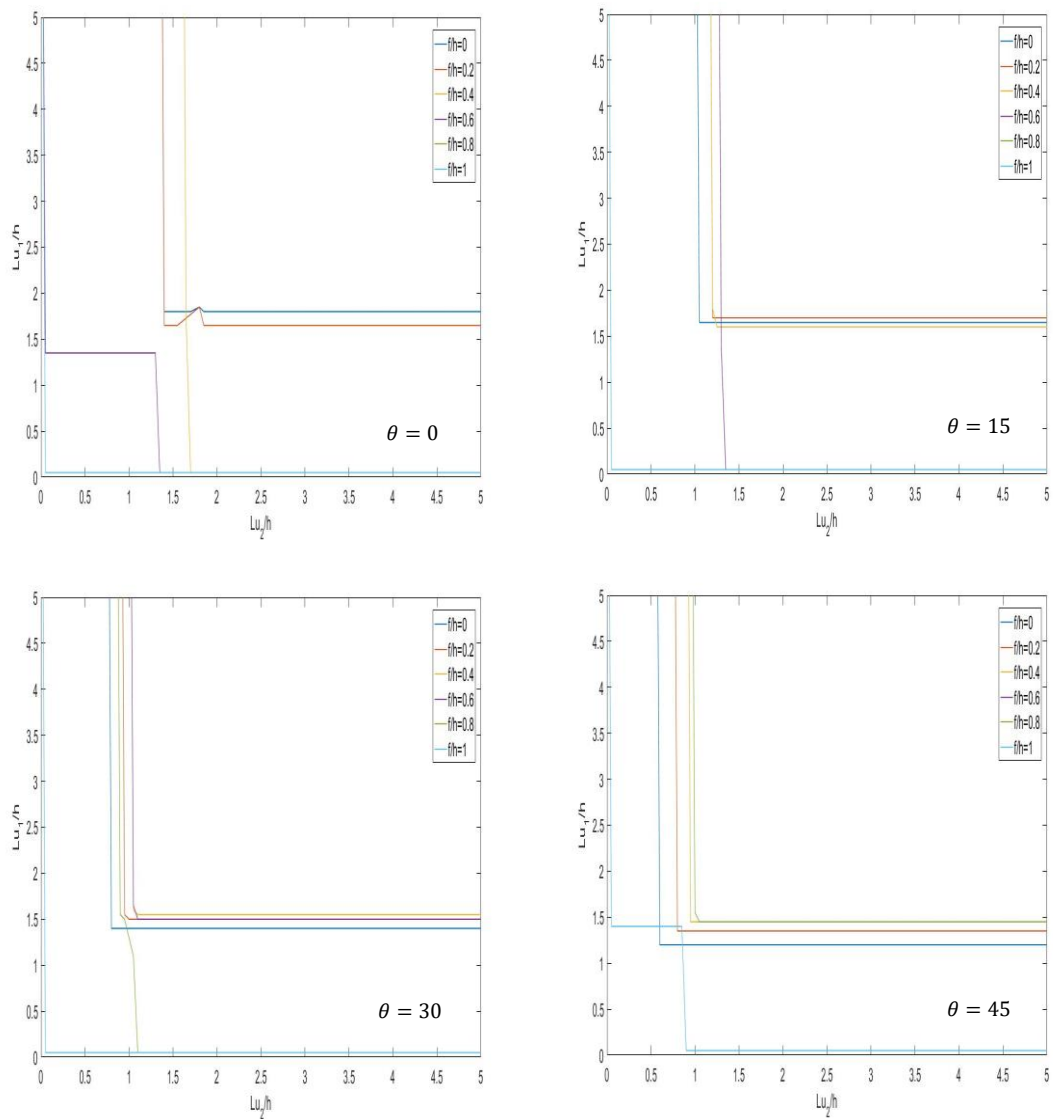


Figura C.2- Resultados da análise paramétrica a $\frac{f}{h}$ com diferentes valores de θ .

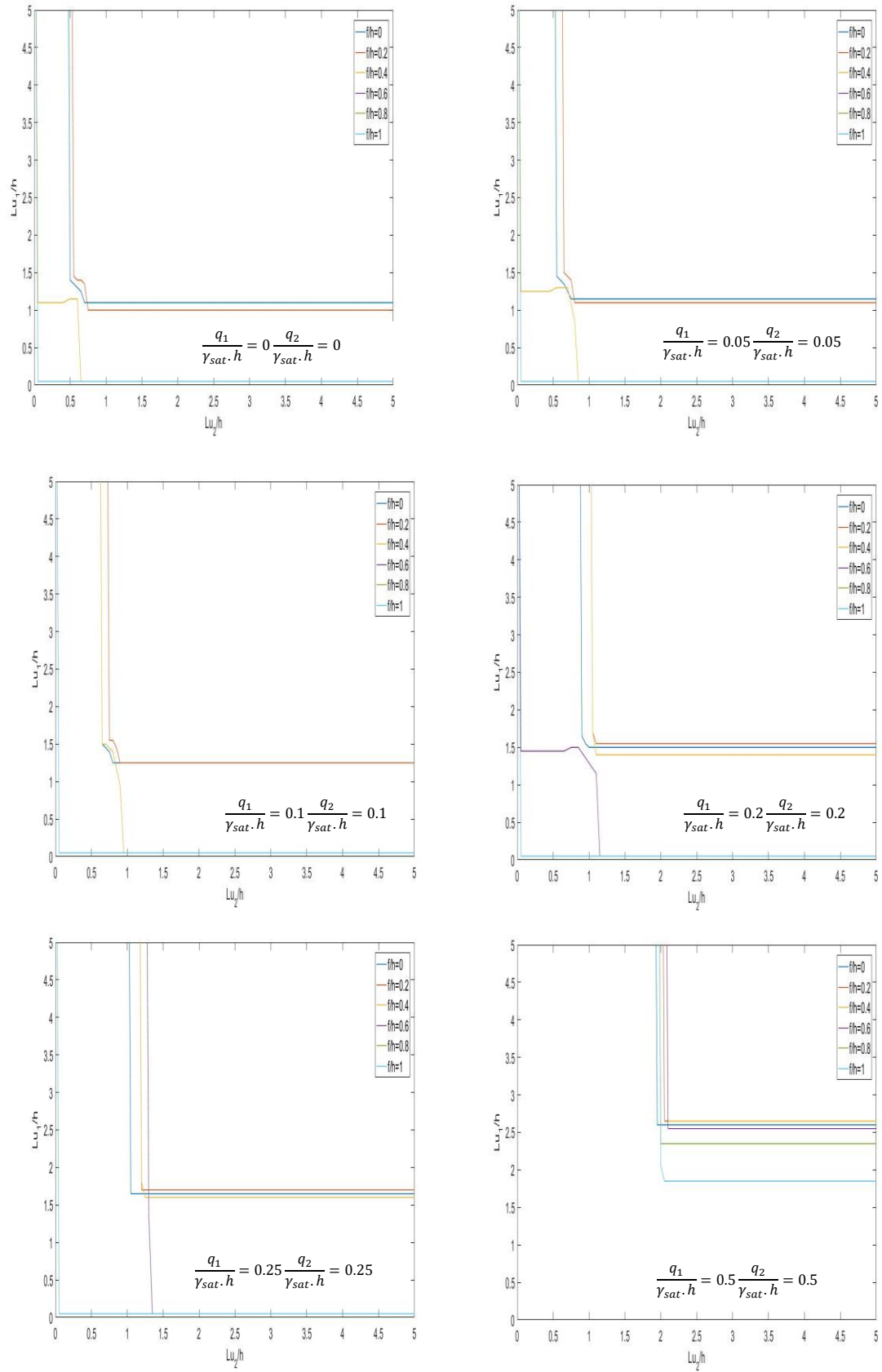


Figura C.3- Resultados da análise paramétrica a $\frac{f}{h}$ com diferentes valores de $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

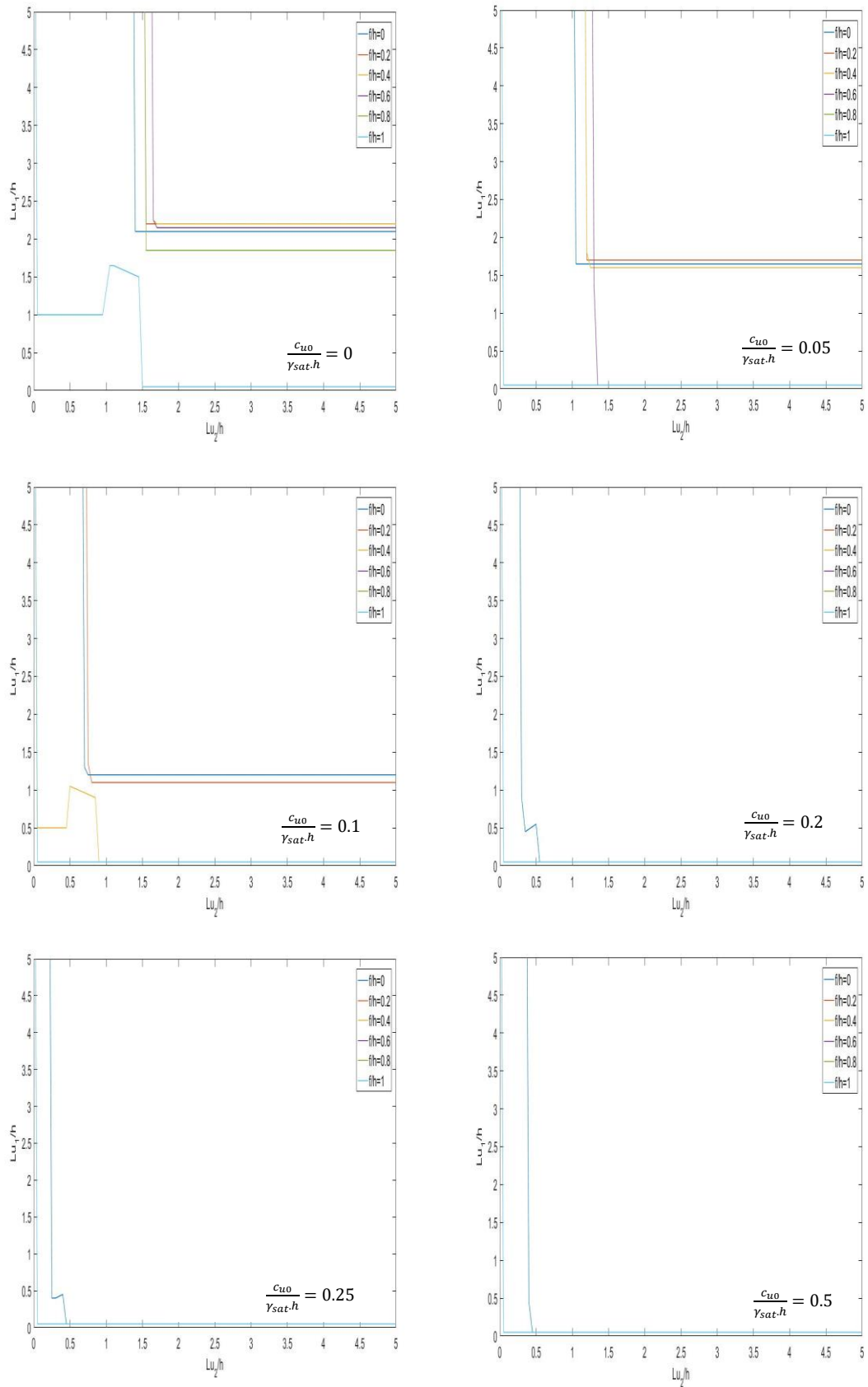
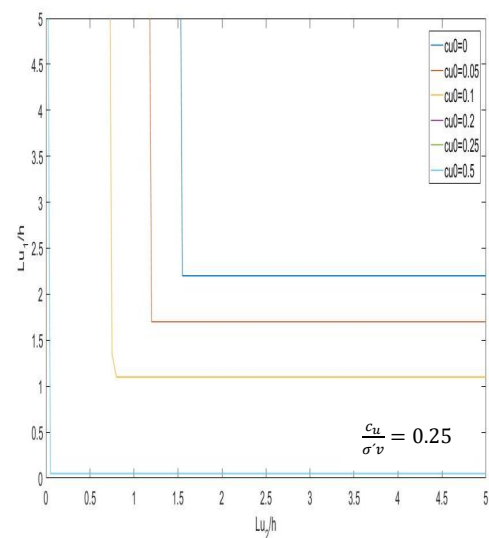
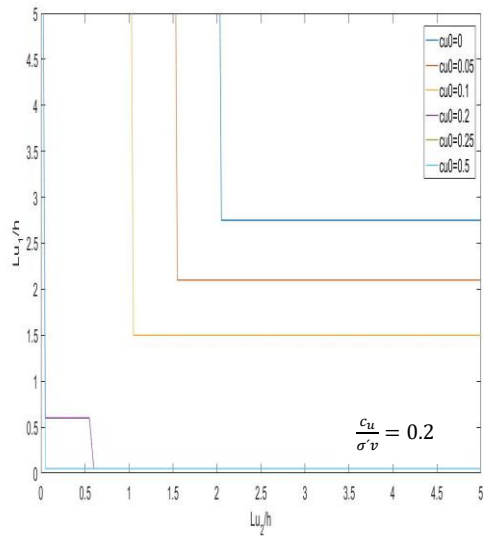
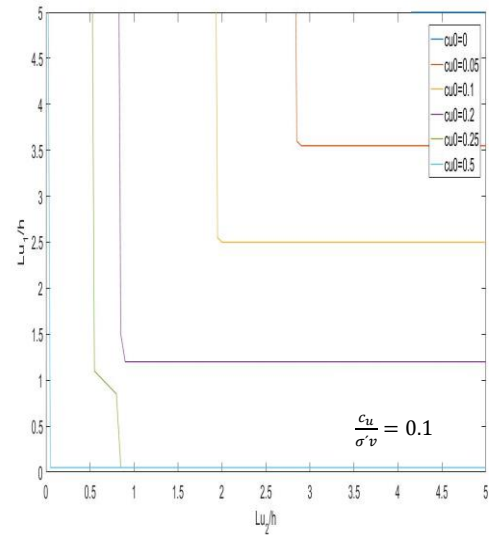
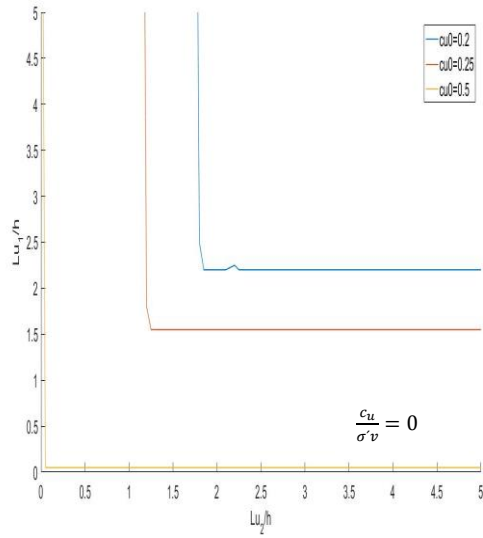


Figura C.4- Resultados da análise paramétrica a $\frac{f}{h}$ com diferentes valores de $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Anexo D

Neste anexo são apresentados os resultados obtidos nas análises paramétricas do subcapítulo 5.6, no qual se observa a influência do parâmetro, $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h}$.



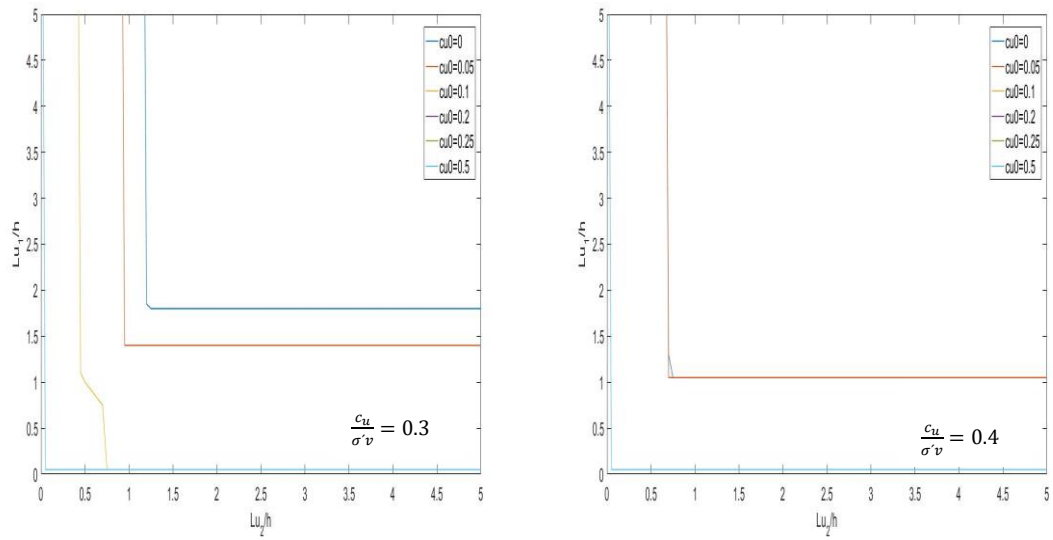


Figura D.1- Resultados da análise paramétrica a $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat}.h}$ com diferentes valores de $\frac{c_u}{\sigma_v}$.

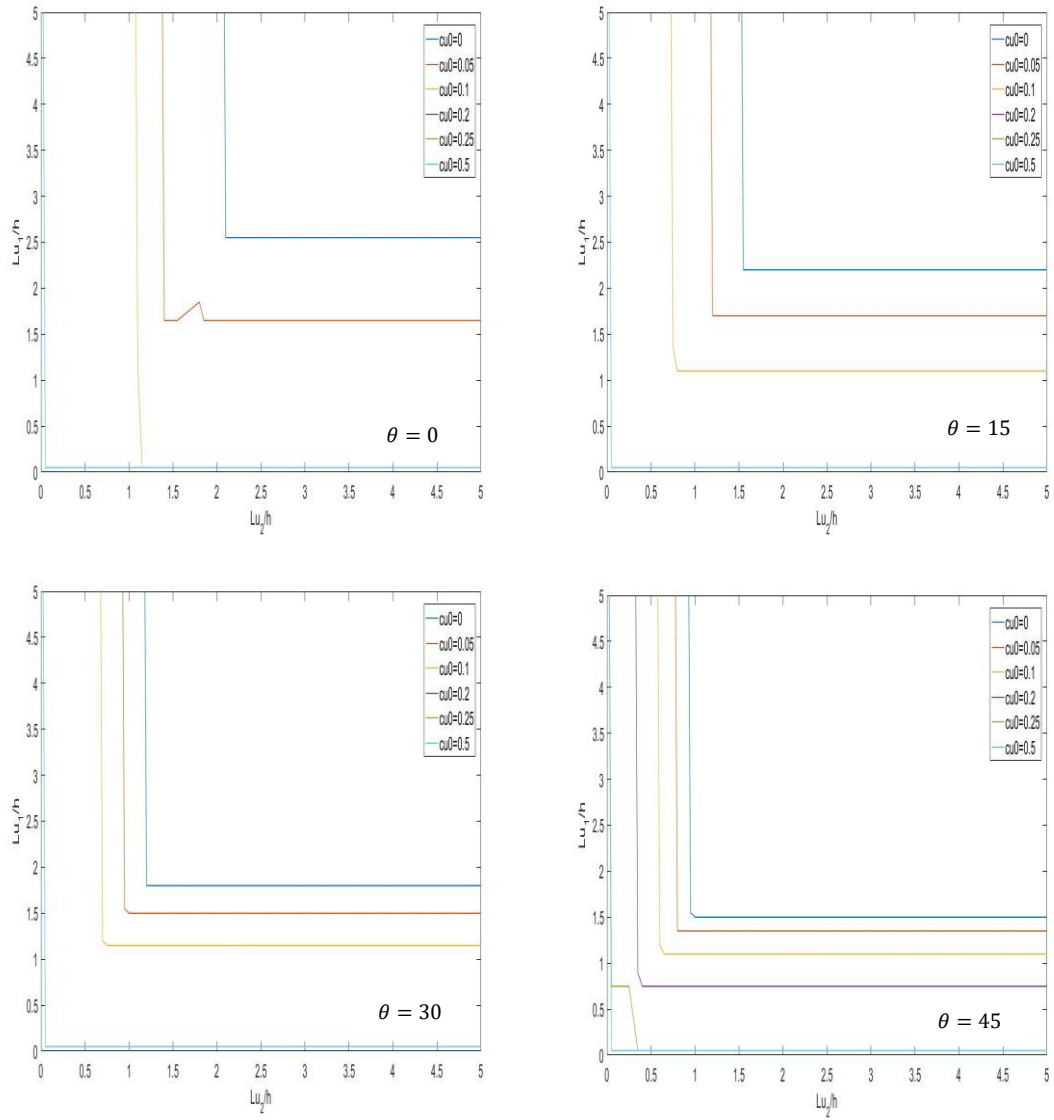


Figura D.2- Resultados da análise paramétrica a $\frac{cu_0}{\gamma_{sat}.h}$ com diferentes valores de θ .

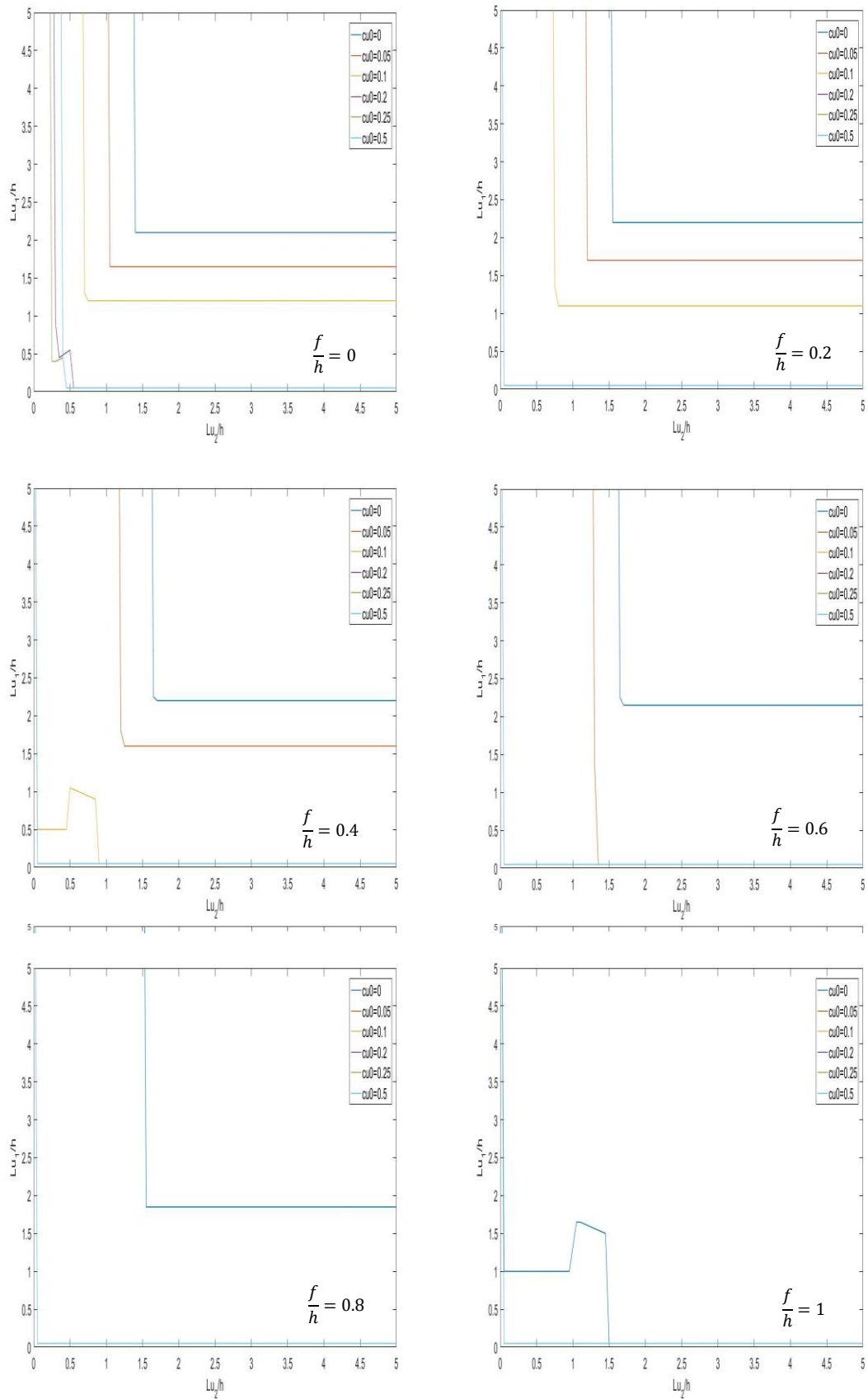


Figura D.3- Resultados da análise paramétrica a $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$ com diferentes valores de $\frac{f}{h}$.

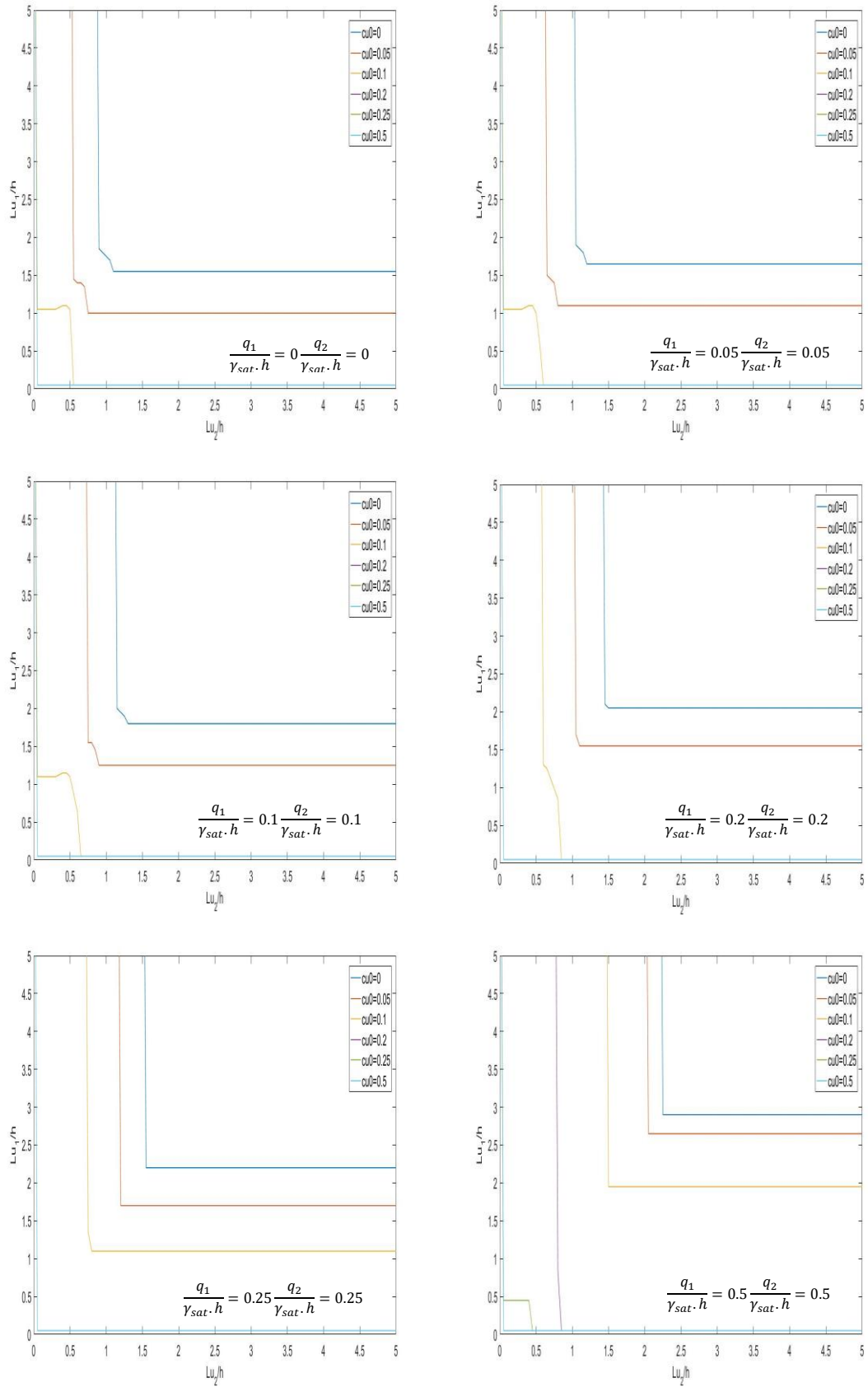
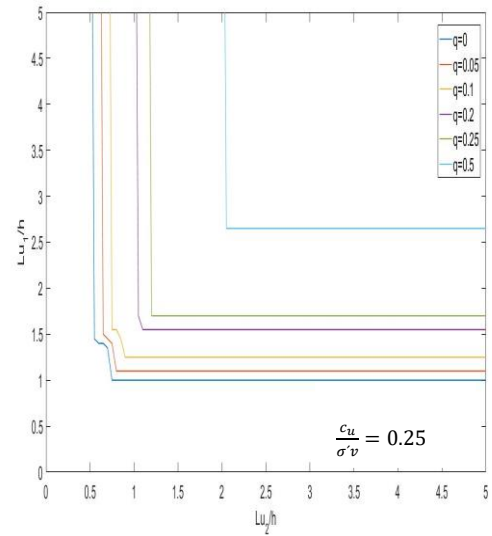
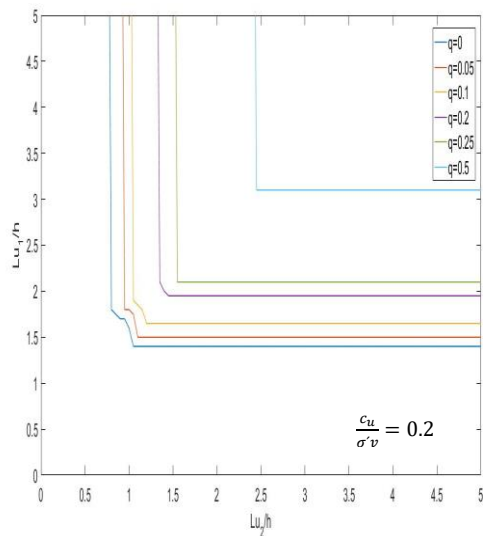
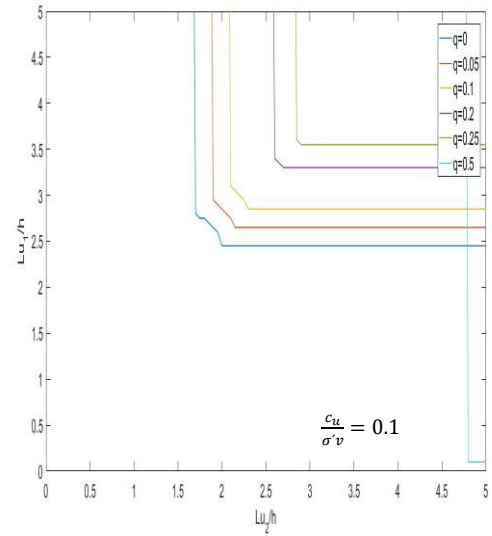
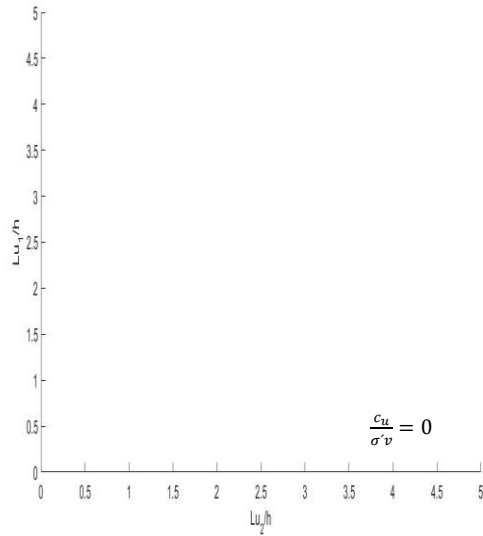


Figura D.4- Resultados da análise paramétrica a $\frac{c_{uo}}{\gamma_{sat} \cdot h}$ com diferentes valores de $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.

Anexo E

Neste anexo são apresentados os resultados obtidos nas análises paramétricas do subcapítulo 5.7, no qual se observa a influência do parâmetro, $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$.



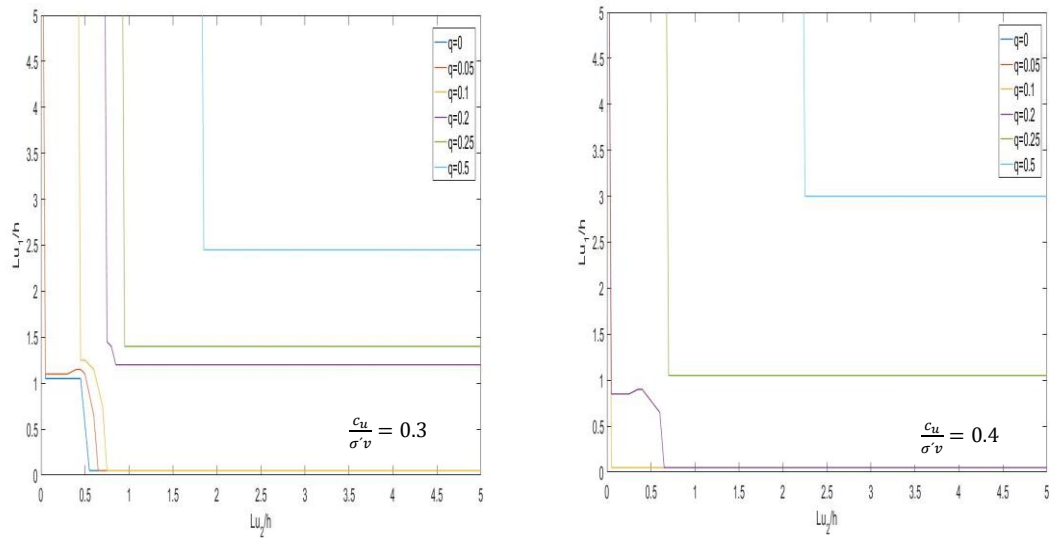


Figura E.1- Resultados da análise paramétrica a $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$ com diferentes valores de $\frac{c_u}{\sigma'_v}$.

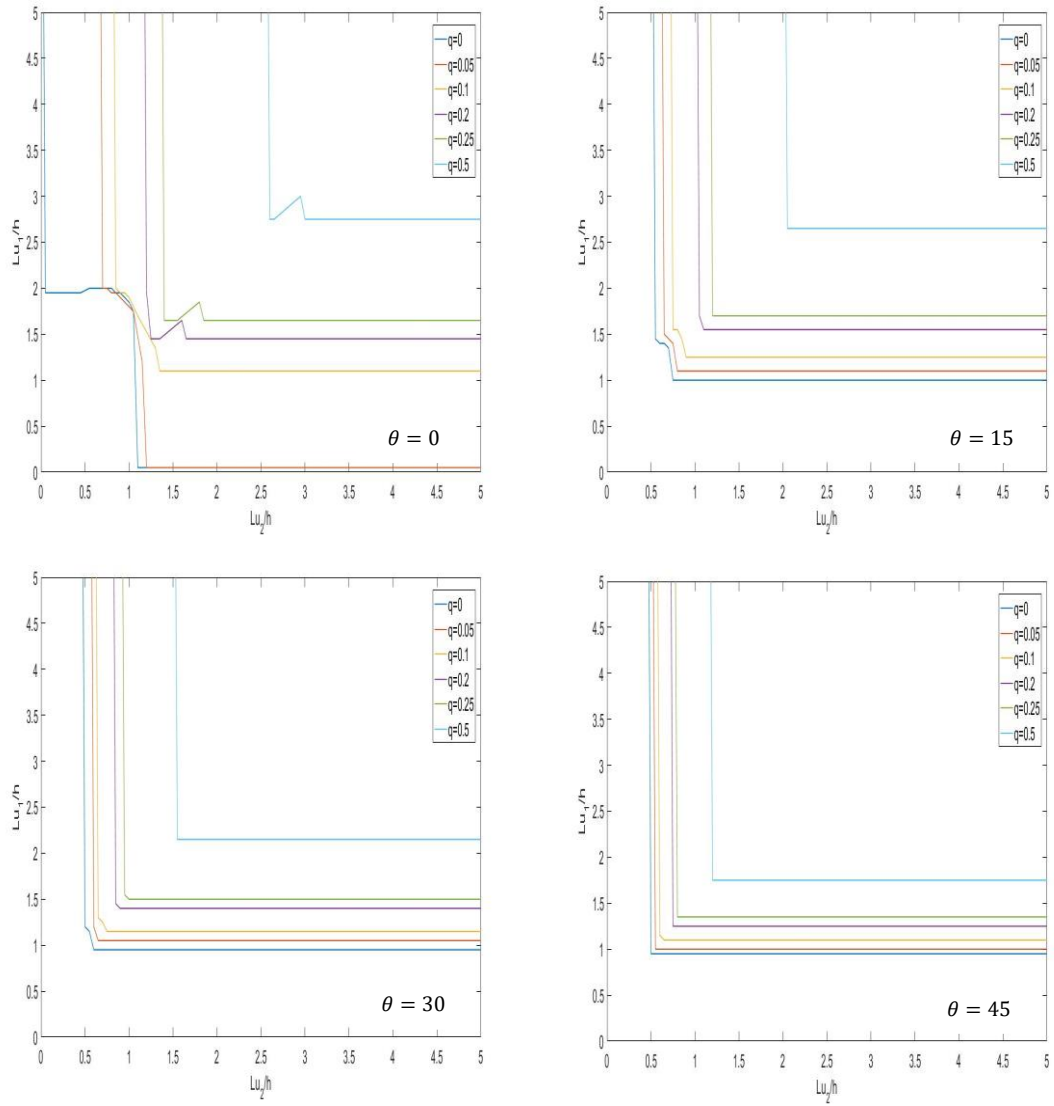


Figura E.2- Resultados da análise paramétrica a $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$ com diferentes valores de θ .

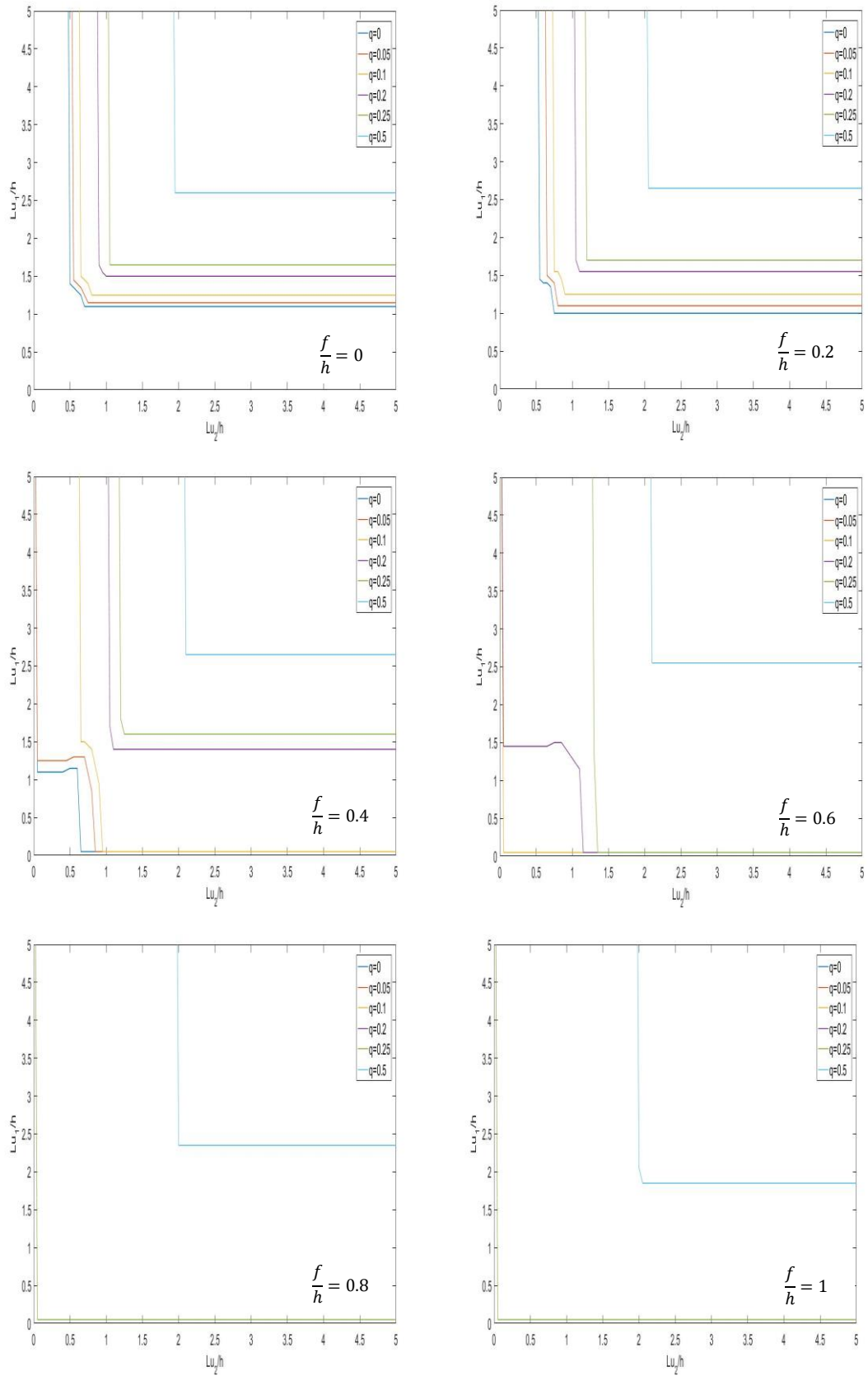


Figura E.3- Resultados da análise paramétrica a $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$ com diferentes valores de $\frac{f}{h}$.

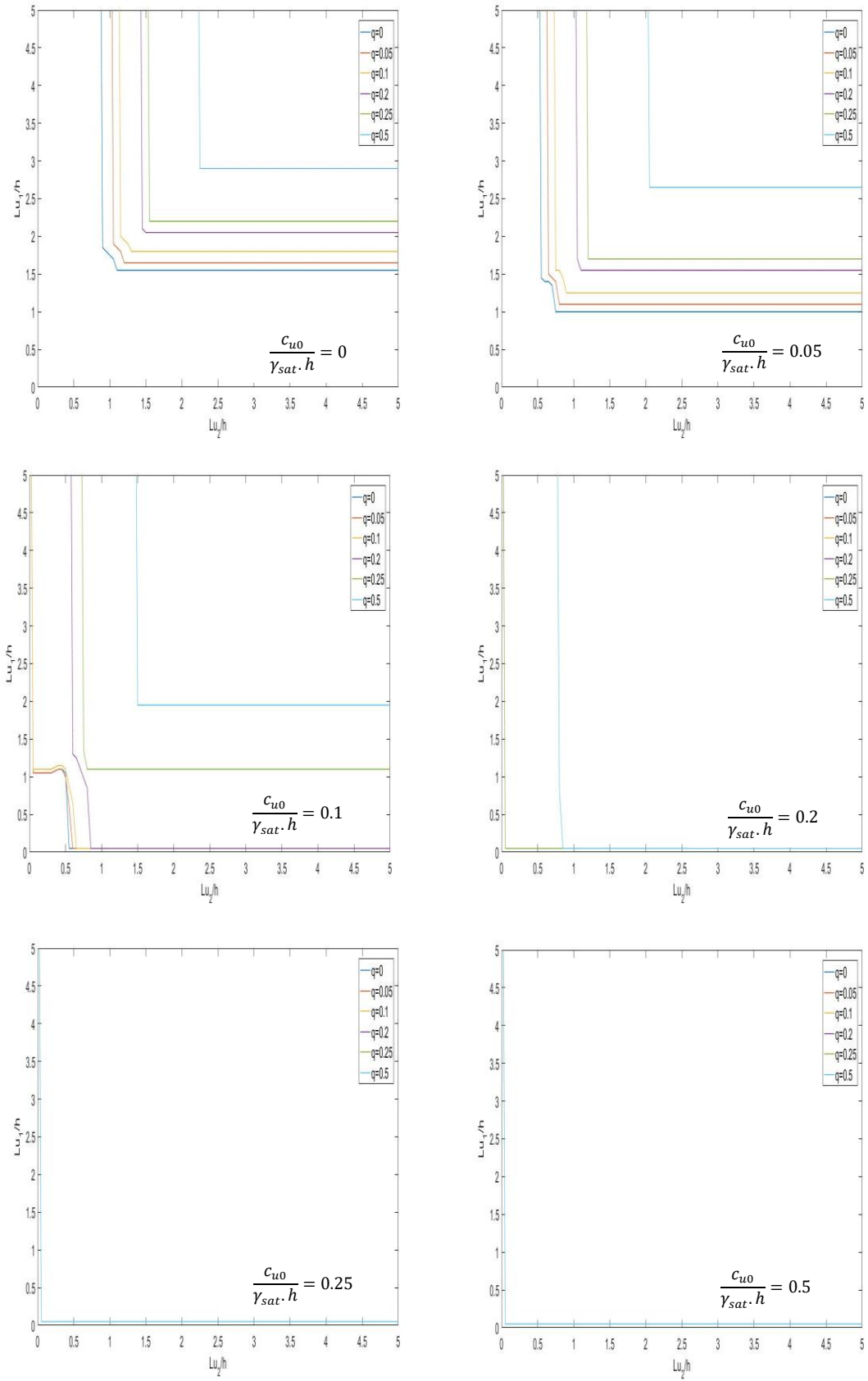


Figura E.4- Resultados da análise paramétrica a $\frac{q_1}{\gamma_{sat} \cdot h}$ e $\frac{q_2}{\gamma_{sat} \cdot h}$ com diferentes valores de $\frac{c_{u0}}{\gamma_{sat} \cdot h}$.